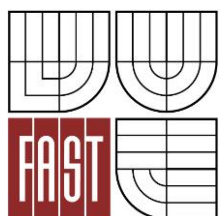




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

ANALÝZA BETONOVÉHO POTRUBÍ S VYUŽITÍM LOMOVĚ-MECHANICKÝCH MODELŮ

ANALYSIS OF CONCRETE PIPE USING FRACTURE-MECHANICAL MODELS

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

MICHAL BEJČEK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. LADISLAV ŘOUTIL, Ph.D.

BRNO 2015



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608R001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student Michal Bejček

Název Analýza betonového potrubí s využitím
lomově-mechanických modelů

Vedoucí bakalářské práce Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.

**Datum zadání
bakalářské práce** 30. 11. 2014

**Datum odevzdání
bakalářské práce** 29. 5. 2015

V Brně dne 30. 11. 2014

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] Karihaloo, B. L. 1995. Fracture mechanics of concrete, New York: Longman Scientific & Technical;
 - [2] Červenka, V., Jendele, L. & Červenka, J. 2012. ATENA program document. - Part 1: Theory. Prague, Czech Republic: Cervenka Consulting;
 - [3] ČSN EN 1295-1 Statický návrh potrubí uloženého v zemi pro různé zatěžovací podmínky - Část 1: Všeobecné požadavky;
 - [4] ČSN 72 3149 Navrhování betonových trub;
 - [5] TNV 75 0211 Navrhování vodovodního a kanalizačního potrubí uloženého v zemi - Statický výpočet;
- + související příspěvky z konferenčních sborníků a odborných časopisů.

Zásady pro vypracování

Práce je zaměřena na analýzu betonového potrubí. Klíčovou část tvoří numerický model v softwaru ATENA, který je srovnán s modelem analytickým. Budou provedeny vybrané parametrické a pravděpodobnostní studie. Pozornost bude věnována též problematice degradace materiálu.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....

Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá analýzou potrubí z prostého betonu s ohledem na problematiku navrhování. V úvodní části je obecně popsáno betonové potrubí včetně požadavků stanovených normami. Dále jsou shrnuty metody výpočtu používané v současnosti. Práce prošetřuje, zda je lomově-mechanický výpočet dostatečně výstižný a lze ho uplatnit pro navrhování potrubí. K tomuto účelu bylo sestaveno a analyzováno množství modelů trubního profilu. Výpočet založený na deformační metodě konečných prvků s implementovaným modelem šířky pásu trhlin byl realizován programem ATENA 2D. Na modelech s parametricky měněnými vstupními hodnotami je zjišťována především únosnost ve vrcholovém tlaku, která je porovnávána s výsledky reálných zkoušek. Součástí práce je též studie negativních vlivů na únosnost trub zahrnující degradaci materiálu.

Klíčová slova

betonové potrubí, mezní zatížení při porušení, nelineární lomová mechanika, vliv velikosti, program ATENA, metoda konečných prvků (MKP), model šířky pásu trhlin, síranová koroze

Abstract

This bachelor thesis is focused on plain concrete pipe analysis in consideration of design problems. The introduction describes concrete pipe including imposed standards. The next part contains a summary of the calculation methods used nowadays. The thesis explores whether the fracture-mechanical calculation is sufficiently apt and therefore can be applied for the pipeline design. A number of pipe profile models was constructed and analysed for this purpose. The calculation based on the finite element method with applied crack band model was executed by software ATENA 2D. The crushing strength, which is compared to real tests data, is determined in models with altered input figures. The thesis also studies the negative effects on carrying capacity including material degradation.

Keywords

concrete pipe, crushing load, non-linear fracture mechanics, size effect, software ATENA, finite element method (FEM), crack band model, sulphate corrosion

Bibliografická citace VŠKP

Michal Bejček *Analýza betonového potrubí s využitím lomově-mechanických modelů*.
Brno, 2015. 74 s., 0 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně,
Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Ladislav Řoutil,
Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 28. 5. 2015

.....
podpis autora
Michal Bejček

Poděkování

Tímto chci poděkovat vedoucímu mé bakalářské práce Ing. Ladislavu Řoutilovi, Ph.D. za spolupráci, cenné rady a za čas, který mi ochotně věnoval. Dále chci poděkovat společnosti Cervenka Consulting za propůjčení softwaru ATENA, bez kterého by vznik této práce nebyl možný a společnosti Prefa Brno a.s. za poskytnutí experimentálních dat nezbytných pro optimalizaci modelů.

Obsah

1. Úvod	10
2. Betonová potrubí	11
2.1. Výhody betonového potrubí	11
2.2. Nevýhody betonového potrubí	13
2.3. Výroba trub	13
2.4. Tvary a rozměry	14
2.5. Spoje a vodotěsnost	16
2.6. Normové požadavky na beton	16
2.6.1. Materiály pro beton	16
2.6.2. Jakost betonu	16
2.6.3. Únosnost ve vrcholovém tlaku	17
2.6.4. Únosnost v podélném ohybu	18
2.6.5. Pevnost betonu	19
2.7. Uložení potrubí	20
2.7.1. Výkop a pažení rýhy	20
2.7.2. Účinná vrstva	20
2.7.3. Způsoby uložení potrubí	21
2.7.4. Zhutňování zeminy	22
2.7.5. Podzemní voda	23
2.8. Vliv způsobu výstavby	23
2.9. Zatížení potrubí	23
2.9.1. Stálá zatížení	25
2.9.2. Nahodilá zatížení	28
2.9.3. Ostatní zatížení	28
2.10. Namáhání potrubí	29
2.11. Odolnost a spolehlivost potrubí	30
2.11.1. Návrhová odolnost	30
2.11.2. Posouzení potrubí	30
2.12. Mezní stavy	31
2.12.1. Mezní stavy únosnosti	32
2.12.2. Mezní stavy použitelnosti	33

2.13. Porušení potrubí	33
2.13.1. Prolomení trouby	35
2.14. Aktuální stav normalizace	36
2.15. Základní požadavky na výpočet.....	37
2.16. Problematika vstupních parametrů	38
3. Výpočtové postupy.....	39
3.1. Vybrané metody.....	39
3.1.1. Zahraniční standardy	39
3.1.2. Postup dle TNV 75 0211	39
3.1.3. Postup uvedený výrobcem.....	39
3.1.4. Porovnání vnitřních sil s interakčním diagramem	40
3.1.5. Metoda ÚTAM AV ČR - Hydroprojekt	41
4. Nelineární lomová mechanika	42
4.1. Program ATENA	42
4.1.1. Vztah mezi napětím a poměrným přetvořením betonu	42
4.1.2. Metoda konečných prvků	44
4.1.3. Šířka pásu trhlin.....	45
4.1.4. Modely rozetřených trhlin.....	45
4.1.5. Metody výpočtu.....	46
5. Model trubního prstence.....	48
5.1. Studie chování modelu	49
5.1.1. Změna sítě konečných prvků	49
5.1.2. Volba způsobu zatěžování.....	55
5.2. Rekonstrukce experimentu	56
5.2.1. Vliv velikosti	57
5.2.2. Srovnání výsledků	60
6. Vybrané studie.....	64
6.1. Negativní vlivy na únosnost trub.....	65
6.1.1. Vliv uložení potrubí	65
6.1.2. Síranová koroze.....	66
7. Závěr	69
Seznam použitých zdrojů.....	70
Seznam zkratk a symbolů	72

1. Úvod

Předmětem této bakalářské práce je problematika statického posudku potrubí z prostého betonu. Betonové trouby jsou běžnou stavební konstrukcí, avšak nedoceněnou z hlediska statického výpočtu i provádění. Jedná se o mnohokrát opakovanou konstrukci zdánlivě vhodnou pro jednoduchá typová řešení. Důsledky takového pohledu mohou být velice nákladné, protože rozsah investičních prostředků vložených do výstavby, rekonstrukcí a sanací potrubí je značný.

První část práce představuje obecné seznámení s betonovým potrubím. Je přiblížena výroba, manipulace a zkoušení trub. Pozornost je věnována též vlivu způsobu výstavby. Důležitou pasáž tvoří přehled možných zatížení, jednotlivých namáhání a případných mezních stavů. Vstupní část uzavírá shrnutí běžných typů porušení betonových trub.

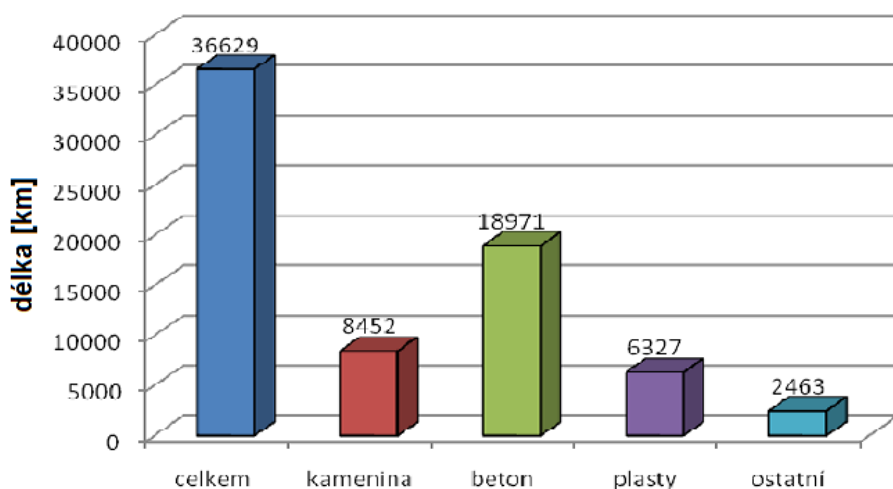
V druhé části práce jsou shrnuty různé postupy posuzování potrubních systémů z betonu. Pro porozumění složitosti potrubních soustav je uvedena problematika vstupních parametrů. Práce ukazuje, že aktuální stav normalizace je poněkud neucelený a pro statický výpočet dosud chybí jednotný předpis, který by byl v souladu s požadavky platné soustavy Eurokódů.

Klíčovou třetí částí je analýza trub s využitím nelineární lomové mechaniky používané softwarem ATENA. Nejprve se práce zaměřuje na různá úskalí tohoto programu včetně jejich eliminace. Následně je ukázáno, že výpočet provedený programem ATENA 2D odpovídá reálnému chování betonových trub. Za tímto účelem byly v programu vytvořeny různé modely, pro které byla vypočtena maximální únosnost. Díky spolupráci se společností Prefa Brno a.s. práce obsahuje srovnání jednotlivých výpočtových metod s výsledky z experimentů. Pozornost je věnována i degradaci materiálu vlivem síranové koroze.

2. Betonová potrubí

Betonová potrubí jsou určena především pro gravitační odvádění běžných odpadních vod a jiných neagresivních tekutin. Jsou odolná vůči rozpouštědlům, čisticím prostředkům i minerálním olejům a jsou vhodná pro stálý odtok kapaliny o teplotě okolo 35 °C¹. Jsou provozována jako potrubí s volnou hladinou nebo výjimečně s mírným tlakovým prouděním (průtoky o rychlosti do cca 10 m/s). Potrubí jsou převážně uložena v zemi. Výstavba stok z betonových trub se provádí výkopovou technologií. Beton patří mezi nejvíce používaný materiál na stokových sítích (Graf 2.1). Trouby z betonu mají z prakticky doložených zkušeností životnost 80 a více let.

Graf 2.1: Celková délka stokových sítí dle materiálu v ČR v roce 2006²



2.1. Výhody betonového potrubí

Vodotěsnost trub a jejich spojů

Potrubí na odpadní vody sestavená z betonových trub jsou dlouhodobě vodotěsná.

Stabilita tvaru

Betonové trouby zůstávají díky své tuhosti a pevnosti tvarově stabilní při účincích statického i dynamického zatížení. Nepodporují tedy sedání povrchu terénu popř. vozovek. Trouby zachovávají svůj tvar i při vyšších teplotách.

Různorodost tvaru

V závislosti na hydraulických, statických či stavebních požadavcích je možno zhotovit potřebný tvar trouby.

Stabilita polohy

Betonové trouby mají díky své hmotnosti značnou úložnou stabilitu (nehrozí u nich výrazný boční ani výškový posun). Vyznačují se též vysokou stabilitou proti vztlaku spodní vody.

Otěruvzdornost

Vzhledem k malé hodnotě otěru na velkou tloušťku stěny betonové trouby je zřejmé, že betonové trouby vykazují vysokou jistotu proti otěru.

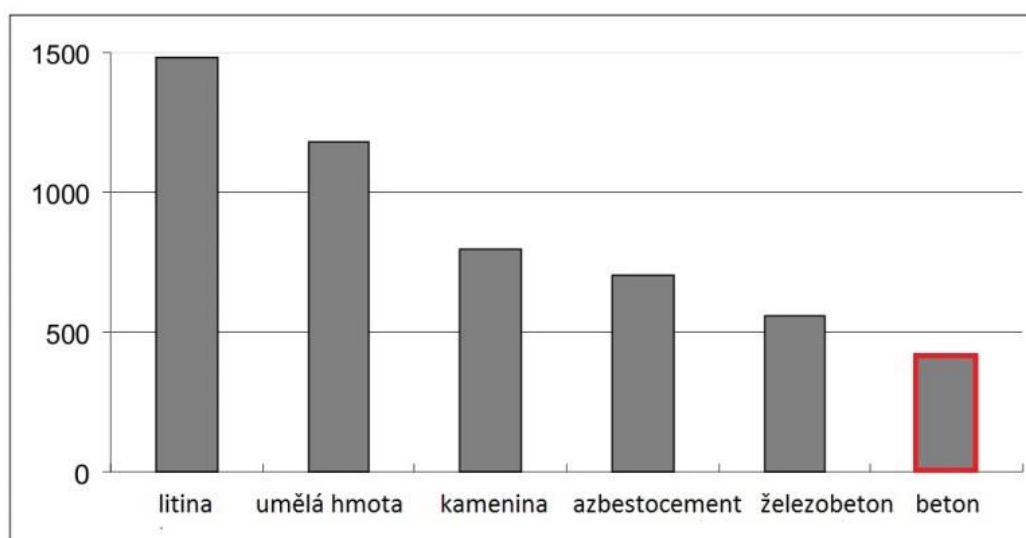
Odolnost proti nárazům

Betonové trouby jsou díky své tuhosti vhodné do staveništních podmínek, kde může hrozit prasknutí či rozlomení.

Ekologický produkt

Potřeba primární energie pro výrobu betonových trub je nižší než pro výrobu trub stejných průměrů z jiných materiálů (Graf 2.2). Betonové trouby je možné po uplynutí jejich životnosti recyklovat bez zatížení životního prostředí a poté opět použít.

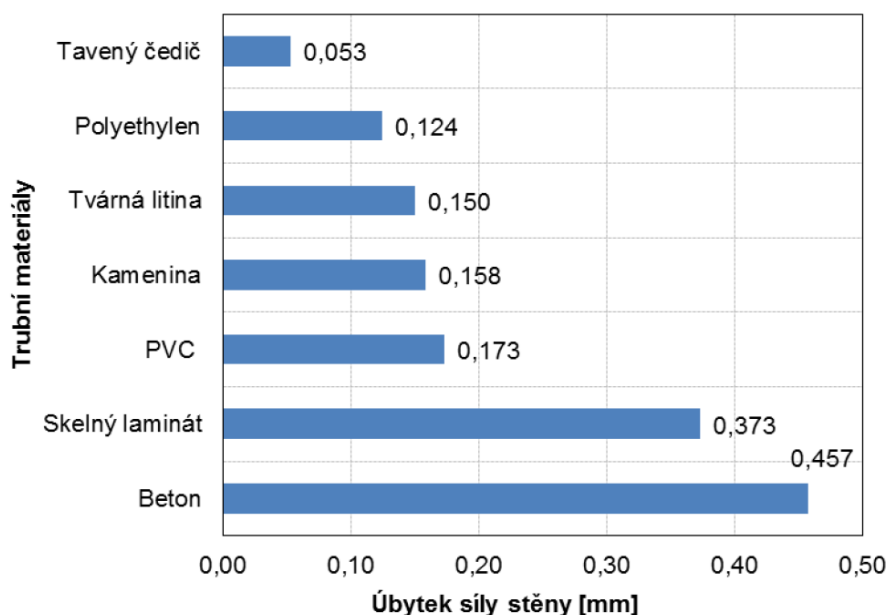
Graf 2.2: Primární energie [MJ/m] nutná k výrobě 1 m kanalizační roury DN 600 mm³



2.2. Nevýhody betonového potrubí

Mezi hlavní nevýhody betonových trub patří náchylnost k poškození abrazí a chemickou korozí, a to především v případech, kdy není použita výstelka (Graf 2.3). Vysoká hmotnost trub není při dopravě a manipulaci právě užitečná. Nevýhodou může být i omezená rychlost průtoku. Rekonstrukce betonových potrubí bývají pracné a velice nákladné.

Graf 2.3: Průměrné hodnoty obrusu trubních materiálů po 100 000 cyklech⁴

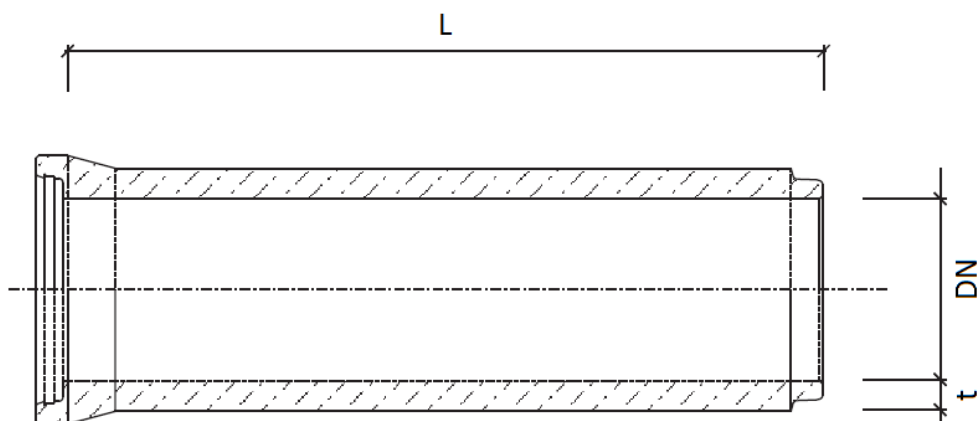


2.3. Výroba trub

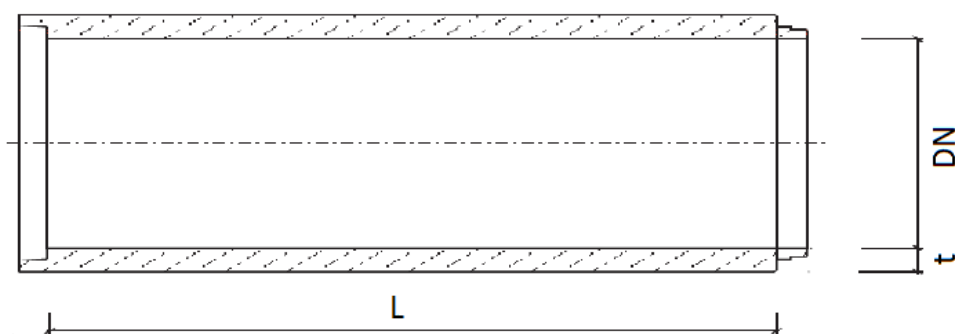
Betonové trouby se vyrábí z přírodních, snadno dostupných surovin. Betonová směs je složena ze tří frakcí tříděného kameniva, směsného cementu, přísady a příměsi jemných podílů. Zpravidla se jedná o beton pevnostní třídy C40/50 disponující vysokou odolností proti otěru a agresivitě chemického prostředí⁵. Většinou jsou vyrobeny prefabrikáty trub vibrolisovanými technologiemi a následně dopraveny na stavbu, ale trouby větších profilů ($DN \geq 2$ m) a trouby různých tvarů, se často betonují až na místě. Používá se stacionární, posuvné nebo nafukovací bednění. Troubu lze osadit výstelkou z kyselinovzdorných kameninových segmentů nebo výstelkou čedičovou či plastovou pro 120°, 180° a 360° průtočného profilu, a to bez snížení vnitřního průměru trouby. Tato výstelka několikanásobně zvyšuje životnost trouby, odolnost vůči abrazi a chemicky agresivním látkám.

2.4. Tvary a rozměry

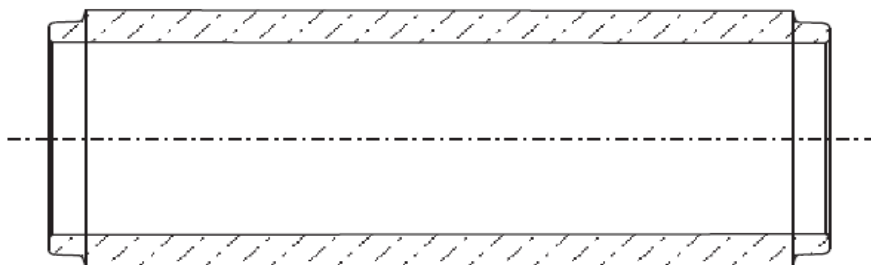
Beton je jako materiál snadno formovatelný, tudíž lze trouby vyrábět v různých tvarech, průřezích a velikostech. Betonové trouby lze obecně dělit na hrdlové (TBH) a přímé (TBP). U stok skládaných z hrdlových trub je pro napojení výtokové části kanalizace ze šachtového dna nutná dříková neboli propojovací trouba (PR) se špicemi na obou koncích.



Obr. 2.1: Trouba betonová hrdlová (TBH)

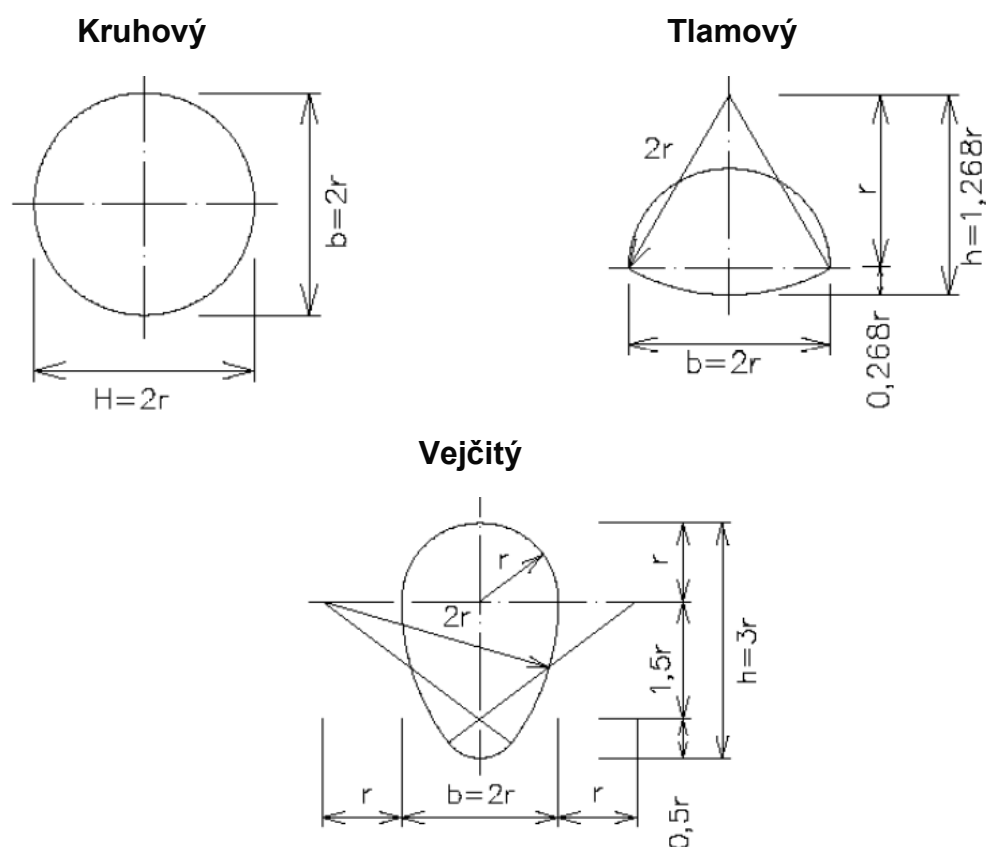


Obr. 2.2: Trouba betonová přímá (TBP)



Obr. 2.3: Propojovací trouba (PR)

Návrh tvaru příčného profilu potrubí je dán konkrétními statickými, hydraulickými, ekonomickými, geologickými a dalšími požadavky. K základním tvarům stok používaných v současnosti řadíme profily kruhové, vejčité, žlabové a tlamové.



Obr. 2.4: Tvary profilů stok používané v současnosti⁵

Tab. 2.1: Vlastnosti vybraných profilů⁵

TVAR STOKY	KLADY	ZÁPORY
Kruhový	<ul style="list-style-type: none"> nejjednodušší výroba prefabrikátu nejvýhodnější pro čištění 	<ul style="list-style-type: none"> staticky méně výhodný než vejčitý
Vejčitý	<ul style="list-style-type: none"> nejlepší hydraulické vlastnosti (koncentrace odtoku v potrubí) staticky nejvýhodnější 	<ul style="list-style-type: none"> lze ho navrhnout při dostatečné výšce nadloží
Tlamový	<ul style="list-style-type: none"> navrhuje se ve stísněných geologických poměrech (nízké nadloží) 	<ul style="list-style-type: none"> hydraulicky nejméně příznivý (koncentrace odtoku v potrubí) staticky nejméně výhodný

Nejčastěji se setkáme s troubami o vnitřním průměru $DN\ 300 - 1600\text{ mm}$. Betonové trouby $DN\ 300 - 1200\text{ mm}$ je možné řezat až do úhlu 45° . Při vyšším vnitřním průměru je možné provést pouze příčný řez.

2.5. Spoje a vodotěsnost

Z hlediska tuhosti a přenosu sil ve spojkách a podle chování potrubí v axiálním směru řadíme soustavy betonových trub k děleným potrubím, protože jejich spoje nejsou schopné efektivně přenášet axiální síly. Betonové trouby se spojují dvěma způsoby. Jedná se o pevný vodotěsný spoj vytvořený tmelem na bázi cementu na pero s drážkou a pružný vodotěsný hrdlový spoj vytvořený pryžovým těsnícím profilem. Spoje trub jsou zabezpečeny pryžovým těsněním odpovídajícím normě ČSN EN 681- 1. Vodotěsnost trub je zkoušena dle ČSN EN 1916⁶.

2.6. Normové požadavky na betonové trouby

Následující požadavky na trouby z prostého betonu (trouby, které neobsahují ocelovou výztuž nebo vyztužení prostřednictvím ocelových vláken) udává norma ČSN EN 1916⁶.

2.6.1. Materiály pro beton

Kamenivo, záměsová voda i příměsi nesmí obsahovat žádné škodlivé složky v takových množstvích, která by mohla negativně ovlivňovat tuhnutí, tvrdnutí, pevnost a vodotěsnost nebo trvanlivost betonu. Pokud se používají příměsi, nesmí být škodlivé pro trvanlivost betonu.

2.6.2. Jakost betonu

Každá trouba musí být z betonu hutného a homogenního a musí vyhovovat požadavkům na obsah vody a cementu v betonu a požadavkům na nasákavost betonu.

Obsah vody a cementu v betonu

Poměr vody k cementu s přidáním případné pucolánové nebo latentní hydraulické příměsi ve zcela zhuťném stavu nesmí být větší než 0,45.

Obsah chloridů v betonu

Vypočtený obsah chloridových iontů v betonu nesmí pro prostý beton překročit hodnotu 1,0 % hmotnosti cementu.

Nasákavost betonu

Nasákavost musí být stanovena zkouškou. Nasákavost betonu nesmí být vyšší než 6,0 % jeho hmotnosti.

Konečná povrchová úprava

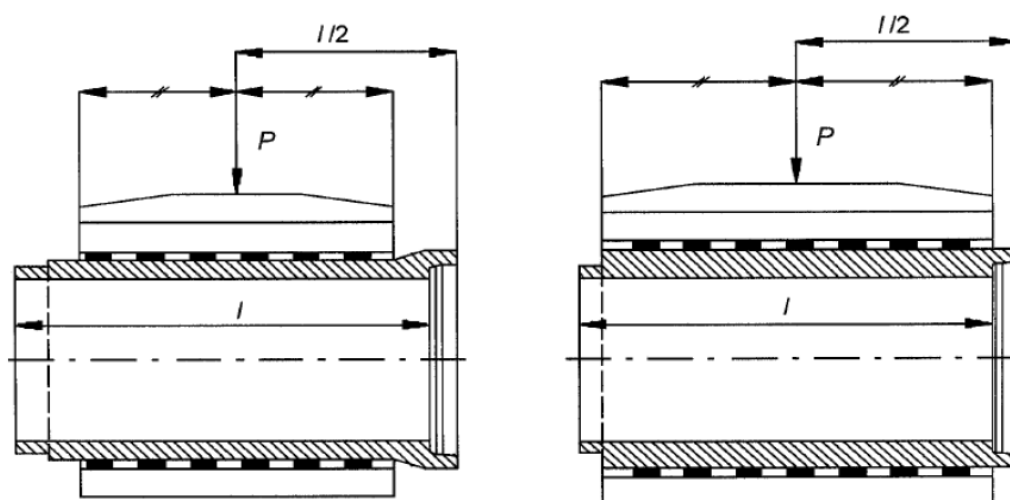
Funkční povrchy průřezů musí být zbaveny nerovnoměrností, které by bránily trvanlivému vodotěsnému spojení. Vlasové trhlinky na povrchu s bohatým obsahem cementu, vlasové trhlinky způsobené smršťováním nebo teplotními změnami, s maximální šířkou na povrchu 0,15 mm jsou přípustné.

Trvanlivost

Trvanlivost betonu je schopnost betonu odolávat degradaci v důsledku působení fyzikálních, chemických a biologických vlivů. Trvanlivost zabudovaných trub a jejich spojů je zaručena dodržením maximálních hodnot uvedených dříve v této kapitole.

2.6.3. Únosnost ve vrcholovém tlaku

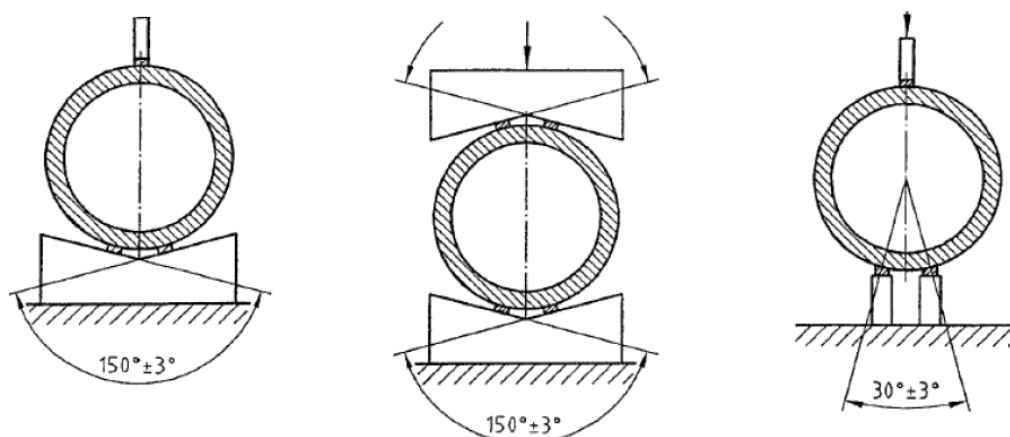
Trouba musí při zkoušce dosáhnout minimální únosnosti ve vrcholovém tlaku F_n odpovídající její jmenovité světlosti a třídě únosnosti.



Obr. 2.5: Schéma zatížení betonové trouby (hrdlové, přímé) při zkoušce únosnosti ve vrcholovém tlaku⁶

Postup zkoušky ve vrcholovém tlaku je následující:

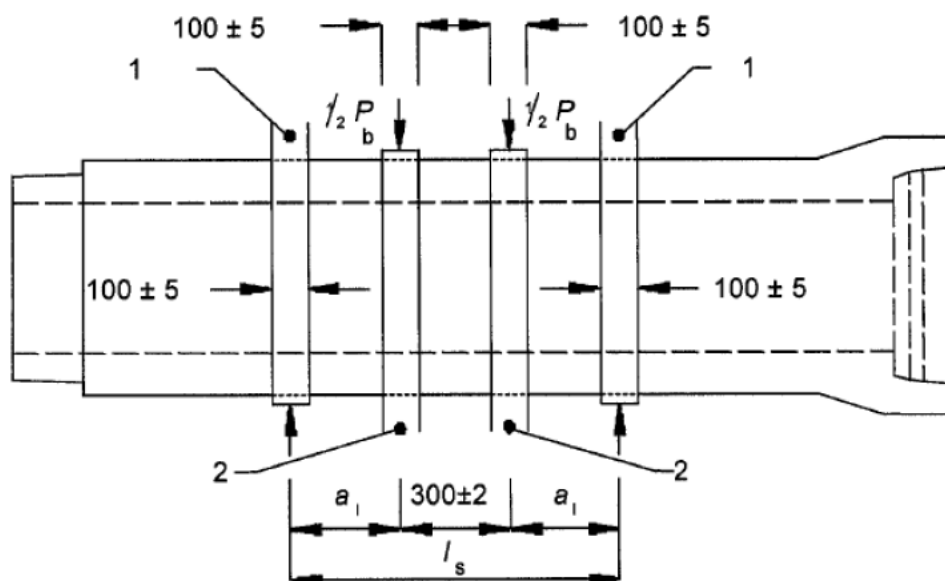
Trouba je vystavena zatížení odpovídající $0,67 F_n$ po dobu jedné minuty. Za tuto dobu se nesmí objevit žádná trhлина. Poté musí být zatížení zvyšováno až do mezního zatížení při porušení F_u , které musí být větší než F_n .



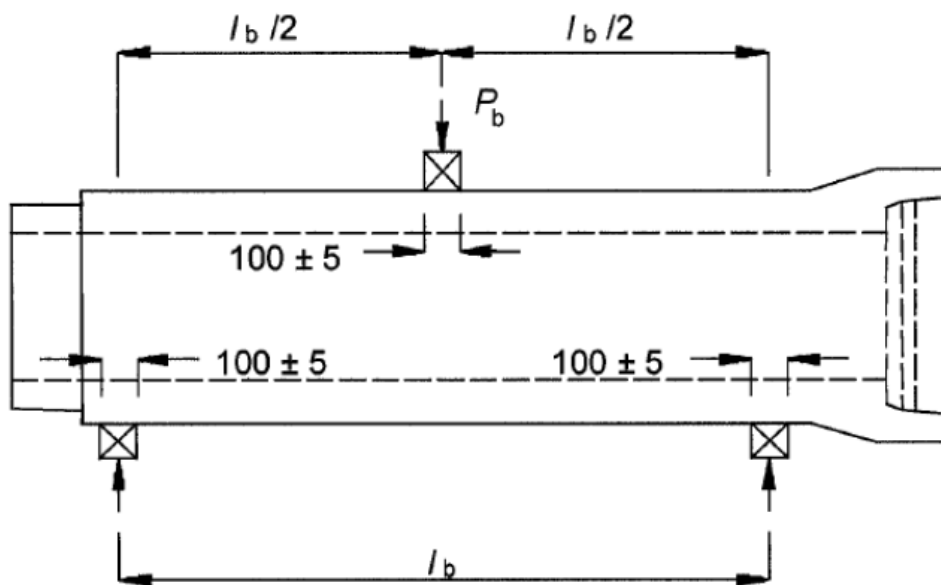
Obr. 2.6: Schéma podpory (sedla) trouby při zkoušce únosnosti ve vrcholovém tlaku⁶

2.6.4. Únosnost v podélném ohybu

Únosnost v podélném ohybu kruhové trouby se musí zkoušet pouze v případě, že je její jmenovitá světlost menší nebo rovna DN 250 s vnitřní délkou dříku trouby (stavební délkou) větší než šestinásobek jejího vnějšího průměru. U této zkoušky je preferován čtyřbodový ohyb, ale připouští se i ohyb třibodový.



Obr. 2.7: Schéma uspořádání čtyřbodového ohybu zkoušky únosnosti v podélném ohybu⁶



Obr. 2.8: Schéma uspořádání třibodového ohybu zkoušky únosnosti v podélném ohybu⁶

Moment únosnosti při podélném ohybu trouby nesmí být při zkoušce menší, než je moment vypočítaný podle (1)⁶.

$$M = C \cdot DN \cdot L^2 \quad (1)$$

kde:

M - moment podélného ohybu (únosnost při ohybovém momentu);

C - konstanta rovná 0,013 kN/m;

DN - jmenovitá světlost;

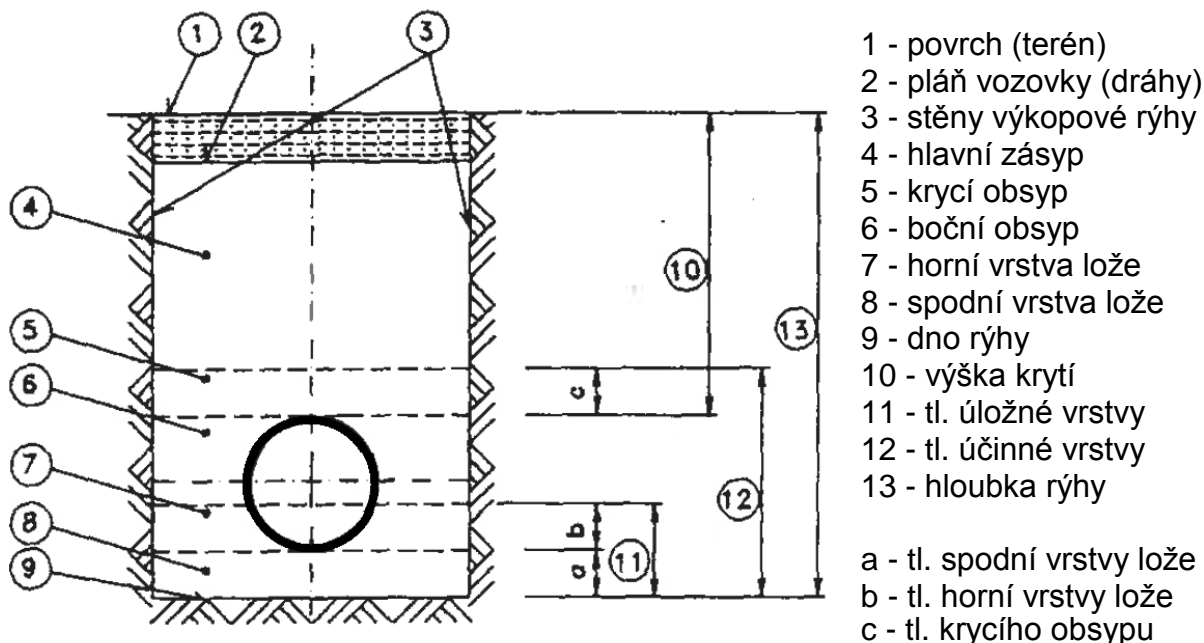
L - vnitřní délka dříku (stavební délka).

2.6.5. Pevnost betonu

Charakteristická pevnost betonu v tlaku, uvedená výrobcem ve výrobní dokumentaci, nesmí být nižší než 40 N/mm².

2.7. Uložení potrubí

Obecně rozlišujeme potrubí uložené ve svislé rýze, rýze se šikmými stěnami nebo případně v násypu.



Obr. 2.9: Potrubí uložené v rýze⁷

Poznámka: Stejně termíny platí pro násypy a výkopy se šikmými stěnami.

2.7.1. Výkop a pažení rýhy

Šířka a tvar rýhy má vliv na zmenšení zatížení zeminou v důsledku efektu spolupůsobení, kdy boční zemní tlak v zásypu rýhy způsobuje tření ve stěně rýhy, a přenáší tak část tíhy zásypu⁷. Šířka rýhy může ovlivnit velikost bočního podepření trub zeminou. Tvar rýhy, sklon svahů a jejich zajištění musí být navrženo v souladu s výsledky geotechnického průzkumu. Z hlediska únosnosti trub je možné ukládání betonových trub v rýhách se svislými paženými stěnami nebo v otevřených rýhách se šikmými nepaženými stěnami. Volba pažení stěn rýhy je závislá na hloubce výkopu, na druhu zeminy a na míře přetížení pažené stěny při odpovídajícím druhu rozepření.

2.7.2. Účinná vrstva

Účinnou vrstvou se rozumí druhy materiálů a jejich uspořádání kolem potrubí uloženého v zemi, které s ním spolupůsobí a přispívají k jeho únosnosti⁷. Účinnou vrstvu tvoří spodní a horní vrstva lože (úložná vrstva), boční obsyp a krycí obsyp.

Lože

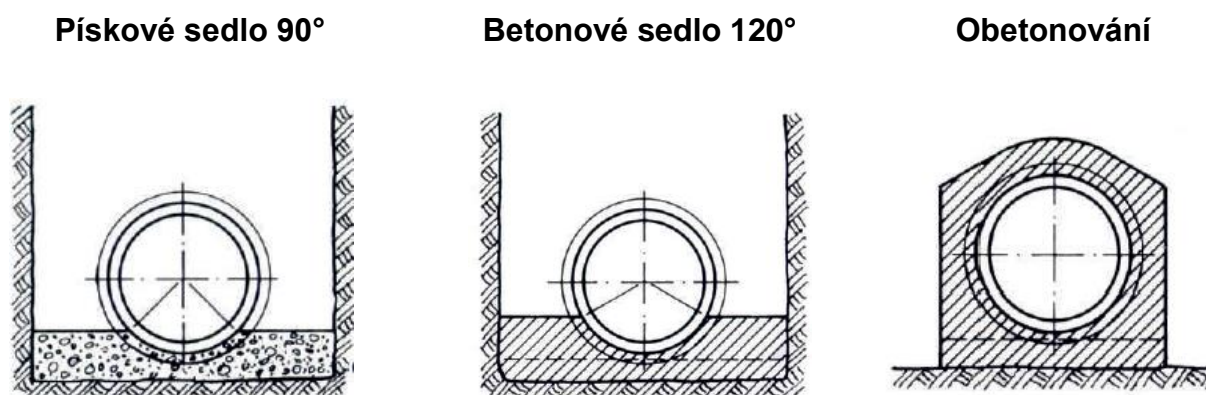
Lože trub je nedílnou součástí systému potrubí - zemina. Lože přenáší svislé zatížení potrubí do rostlé zeminy, a naopak reakci ze zeminy do potrubí. Jestliže původní terén ve dně rýhy není vhodný jako přímé lože trub, musí být navržena taková tloušťka spodní vrstvy lože, která zajistí vhodné podepření po celé délce potrubí. Rozlišujeme případy lože bez úprav, lože přizpůsobeného a lože tvarově pečlivě přizpůsobeného. Liniové nebo bodové uložení snižuje únosnost trub a může způsobit škody na potrubí. Ztvárnění lože je rozhodující pro únosnost a míru sedání potrubního vedení.

Zásyp

Zásyp se skládá z bočního obsypu, krycího obsypu a hlavního zásypu. Ukládání zásypu je třeba provádět podle požadavků projektu, a vyhnout se tak zbytečným poruchám a škodám na troubách. Boční obsyp je součástí stavebního objektu potrubí. Pro obsyp se používá nekamenitá dobře zhutnitelná půda jako písek, štěrkopísek nebo jemná drť. Hlavní zásyp je třeba ukládat po vrstvách, aby bylo zabezpečeno dostatečné zhutnění, a nedošlo tak k sedání zeminy.

2.7.3. Způsoby uložení potrubí

Potrubí může být v zemi uloženo v závislosti na únosnosti a stlačitelnosti podloží různým způsobem a podle toho se přímková pevnost trouby může výrazně lišit⁵. Trouby jsou ukládány na dno rýhy, do pískového sedla (90° , 120° , 180°), do betonového sedla (90° , 120° , 180°) nebo jsou obetonovány.

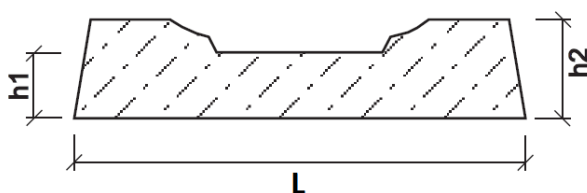


Obr. 2.10: Způsoby uložení potrubí³

V případech, kdy není možné bezprostředné uložení trub (např.: půdy s hrubými kameny, jíly, skála), je třeba vbudovat do paty výkopu lože ze zhutnitelného materiálu. Nejčastěji používaný je písek, popřípadě štěrkopísek s velikostí zrna do 40 mm. Při nedostatečné únosnosti podkladu, místně silně se měnících typech půdy, malém spádu, spodní vodě a na silně sedimentovaných půdách nebo skále je účelné použití betonového lože. Při extrémním zatížení je možno zvýšit nosnost potrubí částečným nebo úplným obetonováním trub.

Podkladní prahy

Betonové podkladní prahy jsou pomocným montážním prvkem, který umožňuje vytvoření přímého podloží v horizontálním a vertikálním směru na dně výkopové rýhy při uložení trub na betonovém loži. Prahly staticky nespolutpůsobí s troubami a nemají vliv na únosnost trub. Úložná plocha je tvarovaná tak, aby bylo možné usazenou troubu posouvat do stran, a vyrovnat tak její případné vyosení.



Obr. 2.11: Betonový podkladní prah

2.7.4. Zhutňování zeminy

Ukládání a zhutňování zásyrového materiálu v okolí trouby má velký vliv na její spolehlivost proti porušení, protože výrazně ovlivňuje rozdělení zemního tlaku. Míra zhutnění během ukládání také ovlivňuje pozdější sedání v důsledku přirozené konsolidace nebo konsolidace vyvolané dopravním zatížením. V závislosti na dosažených hodnotách stupně zhutnění se ve výpočtu zjednodušeně uvažuje se třemi stupni: bez hutnění, hutnění běžné, hutnění pečlivé za kvalifikovaného dozoru. Stupeň zhutnění má dominantní vliv na chování systému potrubí - zemina a vyjadřuje se jako poměr mezi objemovou hmotností vysušené zeminy a maximální objemovou hmotností vysušené zeminy získanou standardní zkouškou zhutnění⁸. Použitím lehce zhutnitelných zemin a zemin s nízkou citlivostí na vlhkost se může výrazně snížit velikost deformace vzniklé v potrubí v důsledku ukládání. Nedostatečné zhutnění půdy způsobuje zvýšení koncentrace tlaků na temeni roury a odlehčení půdy vedle roury (nižší boční tlaky). Důsledkem je vzájemně narůstající zatížení.

2.7.5. Podzemní voda

Kolísání hladiny pozemní vody během doby výstavby má velký vliv na kvalitu uložení potrubí. Nepřítomnost vody značně zkvalitňuje zhutňování zásypu. Pozdější stoupnutí hladiny podzemní vody může zapříčinit sedání zeminy, které způsobí zvýšení zatížení zeminou a zmenšení bočního podepření trub zeminou.

2.8. Vliv způsobu výstavby

Oproti jiným konstrukcím je při návrhu potrubí uloženého v zemi mnohem významnější správné zohlednění způsobu provádění. Změna podmínek provádění oproti předpokladu může ovlivnit výsledné chování systému potrubí v důsledku napětí či deformací. Potrubí uložené v zemi je složitý prostorový systém proměnný v čase, do kterého vstupuje velké množství parametrů. V případě neshody s předpoklady statického výpočtu musí být praktické provedení stavby přizpůsobeno tomuto výpočtu. Výpočtové metody zpravidla vycházejí ze zavedených standardních postupů provádění, a nepostihují tak výrazné změny napjatosti při jednostranném zasypávání potrubí, účinky velkých kamenů v obsypu atd⁹.

2.9. Zatížení potrubí

Všechna potrubí musí být navržena tak, aby odolávala různým vzniklým zatížením, a nebyla tedy ohrožena funkce potrubí a životní prostředí. Na troubu působí zatížení vnější a vnitřní. Podle svého charakteru nebo odezvy potrubí se zatížení dělí na statická a dynamická, která se obvykle pokládají za kvazistatická a uvažují se použitím ekvivalentních dynamických součinitelů ke statickým zatížením⁸. Norma ČSN 72 3149 rozděluje zatížení, která jsou potřebná uvážit při navrhování, podle proměnlivosti v čase následovně¹⁰:

A) Stálá zatížení

- A1) vlastní tíha trouby
- A2) tíha vrstev vozovky nebo železničního svršku
- A3) zatížení tlakem zeminy

B) Nahodilá dlouhodobá zatížení

- B1) tíha a přetlak kapalin dopravovaných potrubím
- B2) účinky teplotních rozdílů

C) Nahodilá krátkodobá zatížení

C1) pohyblivé zatížení na povrchu území (dynamické účinky se neuvažují, pokud je vzdálenost mezi vrcholem trouby a upraveným povrchem terénu větší než 1 m)

C2) zatížení při výrobě, dopravě a montáži

C3) účinky teplotních rozdílů

D) Mimořádná zatížení

D1) seismické účinky

D2) zatížení vodou při povodňových stavech

Návrhové hodnoty zatížení F_d se určí podle obecného vztahu (2)⁸.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (2)$$

kde:

γ_F - dílčí součinitel uvažovaného zatížení;

F_{rep} - reprezentativní (charakteristická) hodnota zatížení.

Hodnoty jednotlivých zatížení a dílčích součinitelů zatížení udávají ustanovení normy TNV 75 0211. Návrhová hodnota celkového účinku zatížení musí být stanovena kombinací současně se vyskytujícími zatíženími. Zatížení uvažovaná při výpočtu musí splňovat podmínky statické rovnováhy i za předpokladu redistribuce napětí v důsledku různé deformovatelnosti zeminy a potrubí⁸.

Kombinace zatížení uvažovány pro výpočet jsou potom dány takto¹⁰:

Základní kombinace zatížení

Základní kombinaci tvoří všechna stálá a nahodilá dlouhodobá zatížení a jedno nahodilé krátkodobé zatížení (např.: A1, A2, A3, B1, B2, C1).

Mimořádná kombinace zatížení

Mimořádnou kombinaci tvoří základní kombinace zatížení společně s jedním mimořádným zatížením.

2.9.1. Stálá zatížení

Vlastní tíha

Stálé zatížení vlastní tíhou se určí na základě charakteristických hodnot objemové tíhy materiálu potrubí a charakteristických hodnot geometrických veličin, které odpovídají rozměrům potrubí uvedeným v projektu⁸.

Zatížení tlakem zeminy

Tlaky zásypu zeminy působí na potrubí svisle i vodorovně a výrazně závisí na postupu hutnění, soudržnosti zeminy, uložení potrubí, šířce výkopu apod.

Svislé složky tlaku zeminy

Svislé zatížení se určí na základě znalostí o materiálu zásypu z návrhových hodnot objemové tíhy zemin pro dané geometrické uspořádání systému. Svislá reakce uložení potrubí v patě se určí v závislosti na předpokládaném způsobu provedení, zejména na úhlu uložení potrubí⁸.

Návrhové hodnoty zemního tlaku se určí podle obecného vztahu (3)⁸.

$$\sigma = \sigma_z \cdot K \quad (3)$$

kde:

σ - zemní tlak působící na potrubí (klidový);

σ_z - svislé geostatické napětí v hloubce pod terénem z ;

K - součinitel zemního tlaku.

Jelikož u tuhých potrubí nenastanou pohyby potrubí vůči zemině obsypu, nebo jsou pohyby velmi malé, musí se zemní tlak vypočítat ze stavu napětí v klidu⁸.

Při stanovování zemních tlaků a jejich následnou transformaci na vrcholové zatížení potrubí se osvědčila tzv. Marstonova teorie. Podle uložení potrubí v rýze nebo násypu rozeznáváme zatížení rýhové a násypové. Cílem výpočtu je stanovení síly G , tj. zatížení trouby od zeminy, která je porovnávána s hodnotami únosnosti potrubí. Pokud síla G překročí únosnost stanovenou výrobcem, je nutno při zakládání využít možnost zvýšení tuhosti potrubí vhodnou úpravou uložení potrubí⁵.

Rýhové zatížení

Zatížení působící na potrubí uložené do rýh v rostlé zemině, která se po osazení potrubí zasypou. U potrubí uložených v rýze se počítá spíše jen se svislou složkou tlaku zeminy. Šířka rýhy se uvažuje jako maximálně 1,5 násobek vnějšího průměru potrubí¹¹. Stanovení rýhového zatížení vychází z rovnováhy prvku zásypu, který je ohraničen vodorovnými rovinami a svislými stěnami rýhy⁵.

Hodnota vyjadřující soustředné zatížení působící na stoku v úzké rýze je dána vztahem (4)¹¹.

$$G_r = K_r \cdot \gamma_z \cdot b^2 \quad (4)$$

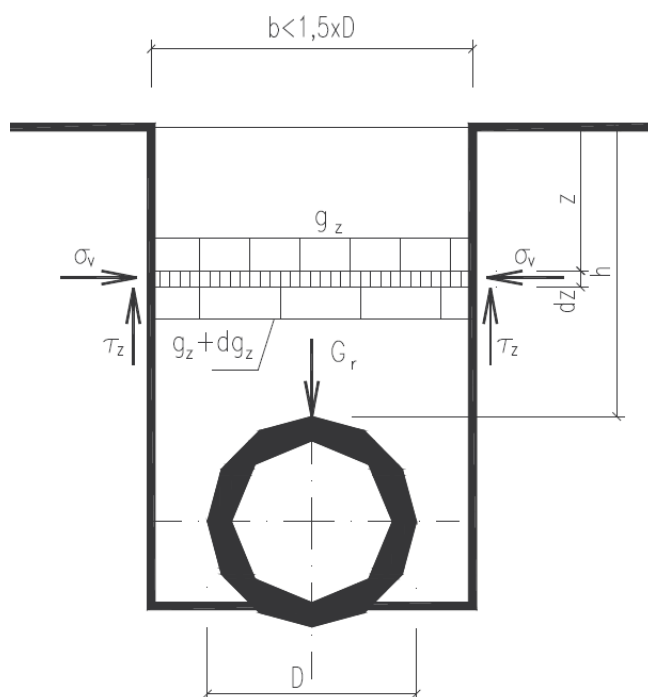
kde:

G_r - tlaková síla od zásypu na běžný metr délky potrubí;

K_r - součinitel rýhového zatížení vyjadřující typ materiálu zásypu;

γ_z - objemová tíha zeminy;

b - šířka rýhy.



Obr. 2.12: Rýhové zatížení¹¹

Násypové zatížení

Protože volné sedání zeminy mimo troubu je v místě potrubí sníženo jeho tuhostí, vznikají smyková napětí, která trouby přitěžují. Velikost tohoto tření závisí na zhutnění zeminy, složení zásypového materiálu, poměru sedání násypového materiálu vedle potrubí k sedání vrcholu potrubí (v závislosti na typu podloží), výšce

nadnásypu a na hloubce zapaštění potrubí do rostlé zeminy¹¹. Při výpočtu násypového zatížení je nutné rozhodnout, zda se jedná o nízký násyp ($H < h_1$) nebo vysoký násyp ($H > h_1$), kde h_1 je vzdálenost roviny stejného sedání od vrcholu potrubí. V případě nízkého násypu dosahují smyková napětí až na povrch násypu, zatímco v případě vysokého násypu dosahují smyková napětí pouze do určité vodorovné roviny (tzv. roviny stejného sedání). V této rovině a nad ní je sedání vnitřního zemního hranolu nad potrubím a vnější zeminy stejné⁵.

Pro výslednou tlakovou sílu při stanovování rovnováhy sil je uvažováno s vnějším průměrem potrubí (5)¹¹.

$$G_n = K_n \cdot \gamma_z \cdot D^2 \quad (5)$$

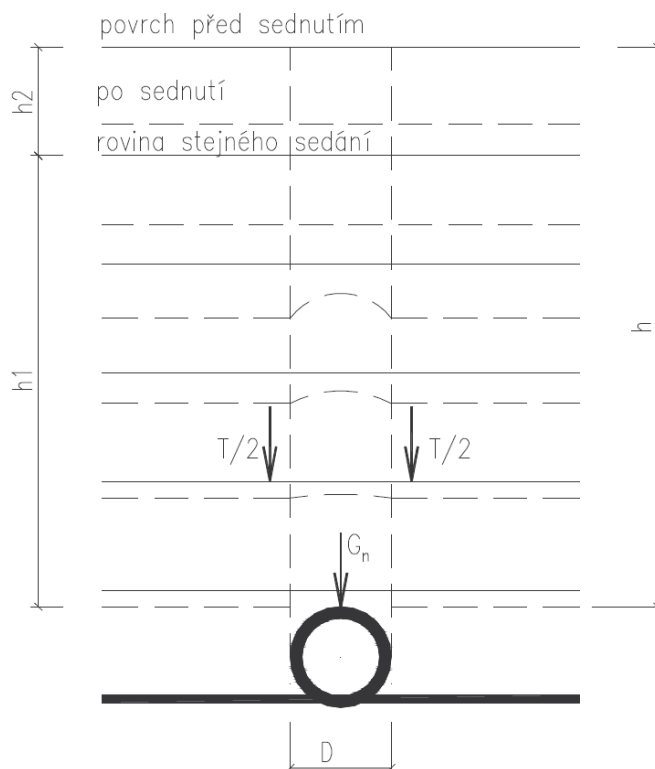
kde:

G_n - tlaková síla na běžný metr potrubí;

K_n - součinitel násypového zatížení;

γ_z - objemová tíha zeminy;

D - vnější průměr potrubí.



Obr. 2.13: Násypové zatížení¹¹

2.9.2. Nahodilá zatížení

Tíha a tlak náplně

Zatížení tíhou náplně se určí na základě charakteristických hodnot objemové tíhy a charakteristických hodnot geometrických veličin. Objemová tíha vody se ve výpočtu uvažuje hodnotou $\gamma = 9,81 \text{ kN/m}^3$, objemová tíha kalu s více než 50 % vody hodnotou $\gamma = 10,8 \text{ kN/m}^3$ ⁸.

Zatížení povrchu terénu

Zatížení od dopravy způsobuje svislé i vodorovné, statické a dynamické síly. Hodnoty zatížení se uvažují podle ČSN 73 6203. Při výpočtu se uvažují vybrané reálně možné návrhové situace a určují se kritické zatěžovací stavy. Zatížení sněhem, pokud se ve zvláštních případech uvažuje, se určí v souladu s požadavky ČSN 73 0035⁸.

Zatížení tlakem podzemní vody

Při určení tlaku podzemní vody se musí vycházet z dostupných údajů geotechnického průzkumu o místních hydraulických a hydrogeologických podmínkách staveniště. Zvláštní pozornost se musí věnovat výpočtu, jestliže hydrostatické síly jsou silami převládajícími, tedy pro situaci prázdného potrubí při vysoké hladině podzemní vody a nízké vlastní tíze potrubí. Zatížení při minimální ověřené hladině podzemní vody lze považovat za stálé. Pokud se uvažuje s možností, že hladina podzemní vody může za extrémních okolností vystoupat do úrovně terénu, považuje se tlak vody za mimořádné zatížení⁸.

2.9.3. Ostatní zatížení

Dynamické účinky zatížení působícího na povrchu se stanoví tak, že se jeho statické účinky násobí dynamickým součinitelem δ . Pod pozemními komunikacemi a železnicemi se dynamický součinitel δ uvažuje v závislosti na výšce krytí h potrubí hodnotami:

pro $h = 0,50 \text{ m}$ $\delta = 1,30$

pro $h = 1,50 \text{ m}$ $\delta = 1,00$

Poznámka: Pro mezilehlé hodnoty krytí se interpoluje podle přímky.

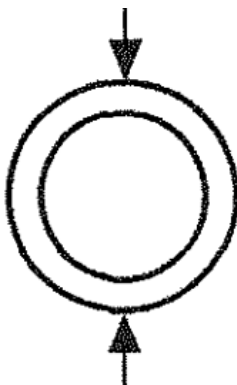
Zatížení v průběhu stavby a montáže, v důsledku změn teploty, technickou seismicitou a další jsou nahodilá, vesměs nedominantní⁸.

2.10. Namáhání potrubí

Po uložení betonových trub a provedení zásypu dochází ke koncentraci zatížení na vrcholu trouby vlivem hmotnosti zeminy nadloží, vlivem přitížení terénu, vlivem sedání okolní zeminy atd. Toto zatížení se přenáší do stěny trouby, a v ní vyvolává napětí, které trouba musí být schopna přenést do podloží, na kterém je uložena¹². Podle vrcholového zatížení působícího na kanalizační trouby po uložení rozlišujeme namáhání vrcholovým tlakem (prstencové namáhání) a namáhání ohybem (nosníkové namáhání).

Prstencové namáhání

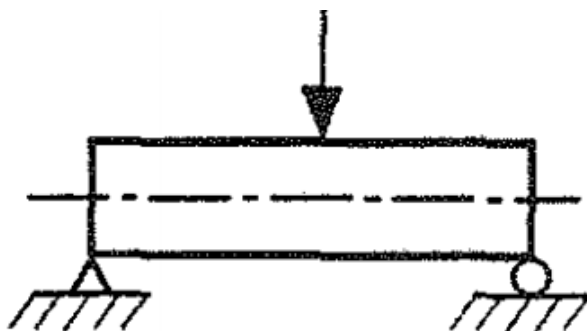
Silové účinky zatížení působí na řezy rovnoběžné s podélnou osou trouby¹⁰. Jedná se o primární namáhání trub od zatížení.



Obr. 2.14: Prstencové namáhání¹³

Nosníkové namáhání

Silové účinky zatížení působí na řezy kolmé na podélnou osu trouby¹⁰. Toto namáhání vzniká v případech nedostatečné podpory trouby po délce.



Obr. 2.15: Nosníkové namáhání¹³

2.11. Odolnost a spolehlivost potrubí

2.11.1. Návrhová odolnost

Pro prostý beton se při stanovení návrhové odolnosti (odporu) vychází z teorie lineárně pružného chování. Hodnoty odolnosti betonu se určí na základě zjednodušeného pracovního diagramu σ/ε^8 . Tyto hodnoty jsou pro jednotlivé třídy betonu stanoveny pro různé typy namáhání (tlak, tah, smyk apod.).

Obecně je hodnota návrhové odolnosti vyjádřena vztahem (6)⁸.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (6)$$

kde:

R_d - výpočtová hodnota odolnosti;

R_k - charakteristická hodnota odolnosti;

γ_M - dílčí součinitel spolehlivosti vlastností materiálu.

2.11.2. Posouzení potrubí

Návrh potrubí musí vykazovat dostatečný stupeň spolehlivosti proti překročení stavu na mezi únosnosti. Pro dosažení určité vypovídací hodnoty spolehlivosti potrubí je potřeba správně vyjádřit účinky zatížení měnící se v čase i vliv výstavby.

Podmínka spolehlivosti

Obecně je podmínkou spolehlivosti nutno prokázat, že výpočtový účinek vnějších sil na systém trouba, opěry a zemina, je menší než výpočtová odolnost tohoto systému (popř. jeho částí) vůči těmto silám. Podmínku spolehlivosti je nutno splnit pro všechny reálně možné mezní stavy únosnosti a návrhové situace. Podmínku spolehlivosti pro jednoosou napjatost lze běžně pro výpočet trubního prstence použít, pokud nepůsobí zatížení ve směru podélné osy trouby. Zanedbá se potom nosníkové působení podél této osy a neuvažuje se s radiálními složkami napětí od vnějšího zatížení. V ostatních případech vzniká ve stěně dvouosá nebo prostorová napjatost a je třeba určit srovnávací napětí. Maximální srovnávací napětí se určí pro nejnepříznivější návrhovou situaci a kombinaci zatížení⁸.

Podmínka spolehlivosti se pak vyjádří tak, že se součinitelem účelu vynásobí účinek zatížení, který se porovná s návrhovým odporem potrubí (7)⁸.

$$\sigma_{s,max} \cdot \gamma_n \leq R_d \quad (7)$$

kde:

$\sigma_{s,max}$ - maximální srovnávací napětí;

γ_n - součinitel účelu potrubí;

R_d - výpočtová hodnota odolnosti.

Základní podmínkou spolehlivosti pro mezní stav použitelnosti je výraz (8)⁸.

$$\delta_{max} \cdot \gamma_n \leq \delta_{lim} \quad (8)$$

kde:

δ_{max} - vypočtená hodnota deformace;

γ_n - součinitel účelu potrubí;

δ_{lim} - nejvyšší přípustná hodnota deformace.

2.12. Mezní stavy

Při překročení uvažovaného mezního stavu vztaženého k trvalé, přechodné nebo mimořádné návrhové situaci přestává potrubí plnit návrhové požadavky na užitné vlastnosti⁸. Stav na mezi únosnosti je pro všechny druhy trub dosaženo, když se potrubí začne chovat jinak, než předpokládá statický návrh. Mezního stavu použitelnosti je dosaženo, když není zajištěna provozuschopnost nebo trvanlivost potrubí¹⁴.

Pro posouzení se uvažují zejména následující návrhové situace⁸:

Trvalá situace

Trvalou situací je myšlena situace v podmínkách normálního používání. Je zasypané potrubí, konsolidovaná zemina, nezatížený, nebo případně nahodile zatížený povrch terénu, ustálená hladina podzemní vody, běžný stav náplně potrubí (uvažuje se prázdné potrubí).

Přechodné situace

Situace, které nastávají během provádění tlakové zkoušky stoky, v průběhu konsolidace zeminy po zasypání nového potrubí a při provádění opravy a po ní.

Mimořádné situace

Jedná se o mimořádné seismické situace a situace vysoké hladiny podzemní vody, respektive volné hladiny.

2.12.1. Mezní stavy únosnosti

Mezní stavy únosnosti, které mohou vyžadovat zvláštní zřetel, zahrnují: porušení (zhroucení) trubního prstence, ztrátu stability systému jako tuhého tělesa, transformaci potrubí na mechanismus, ztrátu stability potrubí nebo jeho části včetně opěr a uložení, poruchu únavou nebo jinými časově závislými účinky⁸. V případě dosažení meze únosnosti (pevnosti) trub dojde k porušení trouby doprovázené vznikem trhlin nebo jejím prolomením či úplným zborcením.

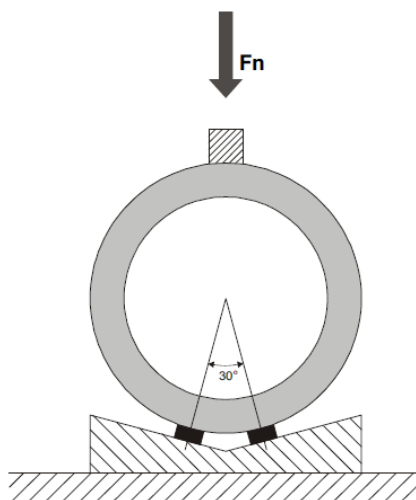
Únosnost trub ve vrcholovém tlaku

U prefabrikátů výrobci zpravidla deklarují hodnotu minimální zkušební únosnosti betonových trub ve vrcholovém zatížení F_n [kN/m] na 30° sedle. Jedná se o zatížení, kterému musí trouby odolat v případě podrobení zkoušce. Dříve, když nebyly na trouby kladeny tak vysoké nároky jako v současnosti, se hodnota minimální vrcholové únosnosti trub určila ze vztahu (9)⁵. Výrobce pak použil pro výrobu trub takovou třídu betonu, popř. tloušťku stěny trouby, aby vždy dosáhl deklarované hodnoty.

$$F_n = 90 \cdot DN \cdot 0,001 \quad (9)$$

kde:

DN - vnitřní průměr trouby [mm].



Obr. 2.16: Minimální zkušební zatížení F_n ¹⁵

Poznámka: Zkouška se provádí na 30° sedle, ale hodnota maximální únosnosti trouby se může snížit v případě jiného uložení.

V certifikaci výrobce udává hodnotu výpočtové únosnosti ve vrcholovém tlaku prefabrikované trouby. Tato hodnota je oproti zkušební únosnosti ponížena tak, aby kompenzovala odchylky vstupních surovin, imperfekci výroby a chyby při manipulování a zabudování. Od výpočtové hodnoty vrcholové únosnosti se odvíjí celý posudek potrubí, takže je zřejmé, že tato hodnota musí být spolehlivě, ale současně ekonomicky, určena. Pro trouby mezikruhového průřezu z prostého betonu lze výpočtové vrcholové zatížení na mezi porušení určit ze vztahu (10)¹⁰.

$$v_u = 0,736 \cdot \frac{t^2}{r} \cdot R_{btd} \quad (10)$$

kde:

v_u - vrcholové zatížení na mezi porušení;

t - tloušťka stěny;

r - poloměr střednice;

R_{btd} - výpočtová pevnost betonu v tahu.

2.12.2. Mezní stavy použitelnosti

Při překročení mezních stavů použitelnosti nejsou splněny provozní požadavky na potrubí nebo jeho část. Mezní stavy použitelnosti, které mohou vyžadovat zvláštní zřetel, jsou zejména příčné a podélné deformace a posuny, které nepříznivě ovlivňují účinné využití potrubí (zvláště těsnost, kapacitu a jeho údržbu), povrch terénu nad posuzovaným potrubím, nebo dokonce způsobují poškození povrchů či okolních prvků a konstrukcí. Dále též poškození včetně trhlin, která mohou nepříznivě ovlivnit vzhled nebo funkci potrubí a zjevná poškození únavou a jinými časově závislými účinky, které omezují funkční účinnost potrubí⁸.

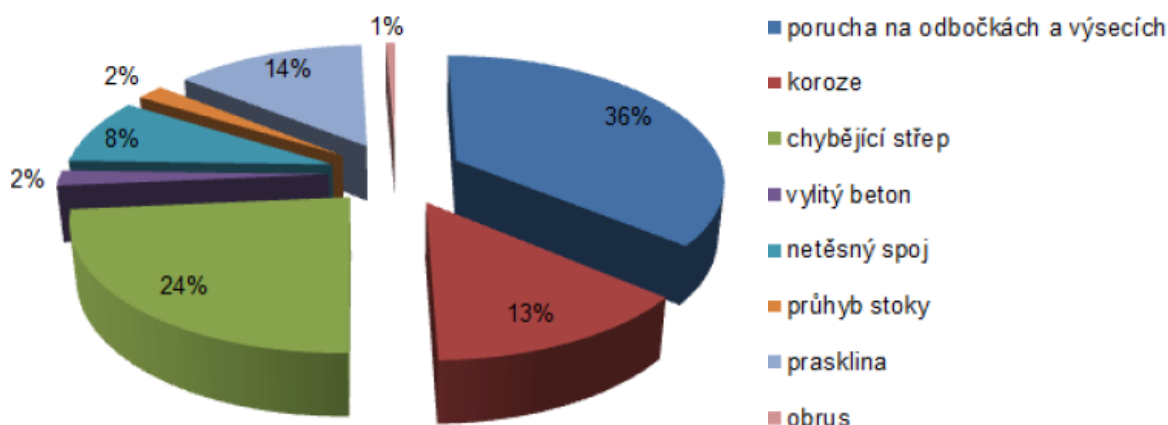
2.13. Porušení potrubí

Porušení potrubního systému je složitý reologický proces ovlivněný mnoha faktory. K degradaci materiálu a následným poruchám spojeným se selháním systému dochází vlivem mechanických a statických působení, přirozeného stárnutí, nedostatečné údržby, špatných postupů při ukládání, teplotních změn, abraze a

koroze. Poškození trouby negativně ovlivňuje její mechanickou odolnost, a proto je nutné správným návrhem zabezpečit, aby k takové situaci nedošlo, a tím maximalizovat životnost potrubí.

Vzhledem k proměnlivosti okolních podmínek jednotlivých trub po trase je jasné, že procesy vedoucí k poruchám potrubí jsou různé (Graf 2.4).

Graf 2.4: Zastoupení jednotlivých poruch na betonovém potrubí DN 300 na vybraných úsecích v Brně¹⁶



Příčiny poruch vyskytujících se na betonových stokových sítích lze rozdělit následovně¹²:

Přirozené stárnutí materiálů

V důsledku stárnutí jsou stoky méně pevné kvůli narušení líce ostění, narušení prorůstajícími kořeny a obrušování líce ostění.

Změna vlastností transportních medií

Zvyšování agresivity splaškových a podzemních vod v důsledku chemizace.

Špatná kvalita práce

Díky použití nekvalitních stavebních materiálů a laxnímu provádění dochází k poruchám a destrukcím potrubí. Hlavní příčina deformace je asymetrické zasypávání rýhy, slabé zhutnění podsypu a zásypu nebo nevhodně zvolená zrnitost zásypu.

Vnější vlivy

Jedná se hlavně o vliv narůstajících tlaků od stále hustější a těžší dopravy.

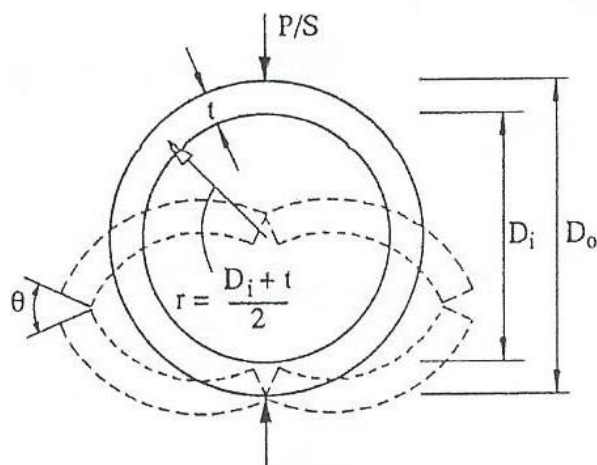
Poruchy významně snižují životnost trub, a pokud nejsou odhaleny, nevyhnutelně vedou k následné destrukci trub (kolapsu).

2.13.1. Prolomení trouby

V zásadě rozlišujeme dva způsoby kolapsu:

Prolomení kruhového profilu

Kolaps způsobený namáháním od vrcholového tlaku. Tento stav nastává po překročení únosnosti trouby ve vrcholovém tlaku.



Obr. 2.17: Prolomení prstence¹⁷

Při vrcholovém zatížení lze stanovit moment dle vztahu (11)¹⁵.

$$M_u = \frac{p_u}{\pi} \cdot r \quad (11)$$

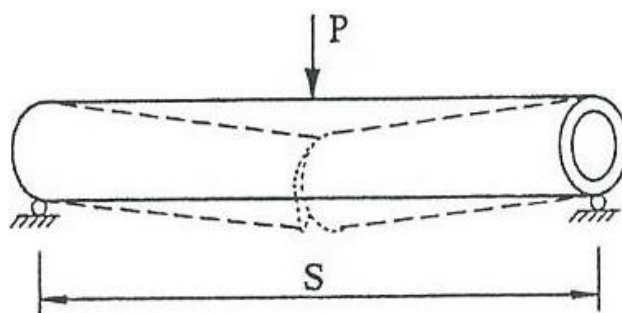
kde:

p_u - liniové vrcholové zatížení na běžný metr (o intenzitě P/S);

r - poloměr střednice.

Prolomení trouby jako nosníku

Porušení prolomením pod silou působící uprostřed rozpětí trouby (namáhání ohybem), kdy je trouba podepřena jako prostý nosník. K takovému podepření dochází např. při odkrytí a následném nedostatečném podchycení trouby během provádění stavby. Tento typ porušení je příznačný pro trouby s menším vnitřním průměrem ($DN < 300$).



Obr. 2.18: Porušení prolomením od namáhání ohybem¹⁷

Hodnota maximálního momentu se vypočte pro sílu působící uprostřed prostého nosníku podle obecného vztahu (12).

$$M = \frac{P \cdot S}{4} \quad (12)$$

kde:

P - síla působící uprostřed rozpětí trouby;

S - vzdálenost podpor.

Poznámka: O nosníkovém namáhání mluvíme i v případě rovnoměrného zatížení na horním povrchu trouby. Moment vyvozený tímto zatížením je však poloviční, proto ho v práci neuvažujeme.

Na troubách se obvykle provádí zkoušky pouze na únosnost prstence přesto, že síla nutná na jeho prolomení je o dost vyšší než síla nutná pro porušení při nosníkovém namáhání. I když je namáhání ohybem spíše výjimečný stav, je vhodné tuto skutečnost zohlednit v návrhu.

2.14. Aktuální stav normalizace

Vlastní posuzování spolehlivosti potrubí pokročilo od empirických postupů, přes dovolená namáhání, až k dnes mezinárodně standardizované metodě dílčích součinitelů spolehlivosti a koncepce mezních stavů. Tato metoda je uzákoněna pomocí soustavy Eurokódů, které byly zavedeny do soustavy platných českých technických norem pod označením ČSN EN. V době zavádění systému Eurokódů byla Evropskou normalizační komisí (CEN) schválena a do české soustavy zavedena norma ČSN EN 1295-1 Statický návrh potrubí uloženého v zemi pro různé zatěžovací podmínky - Část 1: Všeobecné požadavky. Norma ovšem neposkytuje

konkrétní návod pro určení účinků zatížení, způsobu výstavby atd. V příloze B této normy jsou pouze ve stručnosti uvedeny různé návrhové metody a odpovídající národní normy používané v oblasti navrhování potrubí v jednotlivých členských zemích CEN. Dalším krokem bylo v roce 2005 vydání druhé části CEN/TR 1295-2 Statický návrh potrubí uloženého v zemi pro různé zatěžovací podmínky - Část 2: Souhrn návrhových metod zavedených ve členských zemích, která podrobněji popisuje jednotlivé národní a regionální metody výpočtu. Kvůli rozdílným návrhovým přístupům jednotlivých zemí Evropy docházelo k mnoha nejasnostem při určování spolehlivosti potrubí. Snaha vytvořit jednu optimální výpočtovou metodu pro statický návrh potrubí nadále pokračovala. Nakonec je od roku 2008 k dispozici společný pracovní materiál označený jako CEN/TR 1295-3 Statický návrh potrubí uloženého v zemi pro různé zatěžovací podmínky - Část 3: Společná metoda. V tomto materiálu se navrhuje zavést souběžně dvě různé základní metody výpočtu. Jedna je založena na ustanoveních německého předpisu ATV A127 a druhá na francouzském Fascicule 70. Avšak výpočet kteroukoliv z těchto metod není v souladu s aktuálně platnou soustavou ČSN EN. Prakticky tedy neexistuje žádný jednoznačný postup, který je v souladu s požadavky Eurokódů i s ověřenými výsledky reálného chování potrubí uložených v zemi⁹.

2.15. Základní požadavky na výpočet

Statickým výpočtem podle metody dílčích součinitelů musí být ověřeno, že žádný mezní stav sledovaného potrubí není přestoupen při uvažování návrhových hodnot zatížení, odolnosti a geometrických údajů ve výpočtovém modelu. Potrubí musí být navrženo tak, aby po dobu předpokládané životnosti vyhovělo požadovanému účelu a odolalo všem zatížením a vlivům, které se mohou vyskytnout při provádění a provozu a současně tak, aby degradační procesy za předpokladu náležité údržby nenarušily jeho trvanlivost ani užité vlastnosti⁸.

Pro statický výpočet musí mít projektant k dispozici dostatečné podklady. Do výchozí dokumentace spadají údaje o typu terénu v trase potrubí, vlastnostech zemin do potřebné hloubky, podzemní vodě, materiálu potrubí, zatížení povrchu terénu, rychlosti proudění v potrubí při různých návrhových situacích a údaje o blízkých stavebních objektech nebo zařízeních, které mohou mít vliv na chování systému potrubí - zemina. Musí být též uváženy požadavky projektu a provozovatele potrubí

na monitoring a údržbu potrubí s ohledem na jeho předpokládanou životnost. Při výpočtu nesmí být kombinovány údaje různých standardů, které vycházejí z rozdílných návrhových metod nebo se liší uvažovanou hladinou spolehlivosti⁸.

2.16. Problematika vstupních parametrů

Z předchozí kapitoly je patrné, že spolehlivého návrhu potrubí lze dosáhnout jen při znalostech vstupních parametrů s co největší přesností. Potrubí uložené v zemi je ale složitý rozsáhlý prostorový systém proměnný v čase, do kterého vstupuje velké množství parametrů a náhodných vlivů.

Základním podkladem pro návrh potrubí by měly být výsledky inženýrsko-geologického průzkumu. V důsledku nesjednocených přístupů je i v názvosloví a zařazení zemin nesoulad mezi různými předpisy. Výsledkem může být například nesprávná klasifikace zemin, a tedy přiřazení chybných charakteristik ve výpočtu. Velikost zemního tlaku je mimo jiné závislá na vzájemné poloze potrubí a kontaktní zeminy. Různé experimentální výzkumy ukazují rozdíly v pozorovaných hodnotách napětí a zemních tlaků. Hlavní příčinou těchto rozdílností jsou nestejně vlastnosti zemin a stavební postupy při ukládání potrubí. U dlouhých potrubních systémů je prakticky nemožné návrhem postihnout proměnnost zemin po celé trase. Pečlivou kontrolou provádění a kontrolními měřeními lze určitou část rozdílností eliminovat, avšak nelze ji zabránit úplně⁹.

3. Výpočtové postupy

Metody statického výpočtu vychází z různých představ o rozdělení zemních tlaků po potrubním prstenci a z úvah o odporu tohoto prstence v závislosti na jeho materiálových vlastnostech. Při posuzování potrubí se vychází ze základních podmínek statické rovnováhy⁹.

3.1. Vybrané metody

3.1.1. Zahraniční standardy

Jednou z možností je užití zahraničních postupů (např.: ATV A127 - Německo, Fascicule 70 - Francie). Tyto metody jsou sice ověřeny praxí, ale nejsou v souladu s platnými českými normami.

3.1.2. Postup podle TNV 75 0211

Tento postup je v souladu s Eurokódý a platnými českými normami, ale norma určuje pouze podmínky pro statický výpočet navrhovaných a posuzovaných potrubí uložených v zemi. Jedná se o obecné posouzení, které nemusí postihnout reálné chování trub v zemi.

3.1.3. Postup uvedený výrobcem

Prosté srovnávání účinků působícího zatížení s deklarovanou únosností trouby ve vrcholovém tlaku. Zpravidla jde o postupy zakládající se na zkušenostech z praxe v oboru, takže se ve výpočtu vyskytuje množství empirických stanovených součinitelů.

Následující postup je uvedený v uživatelské příručce jednoho z výrobců betonových trub¹⁵.

Při vrcholovém zatížení lze stanovit maximální moment M_U ze vztahu (13)¹⁵.

$$M_U = \frac{V_u}{\pi} \cdot r_i \quad (13)$$

kde:

V_u - vrcholová únosnost udávaná výrobcem určená například dle vztahu (10);

r_i - vnitřní poloměr.

Moment M_R od svislého zatížení lze stanovit ze vztahu (14)¹⁵.

$$M_R = G \cdot K_s \cdot r_i \quad (14)$$

kde:

G - tlaková síla od svislého zatížení;

K_s - koeficient sedla (empirický součinitel, který zohledňuje způsob uložení potrubí);

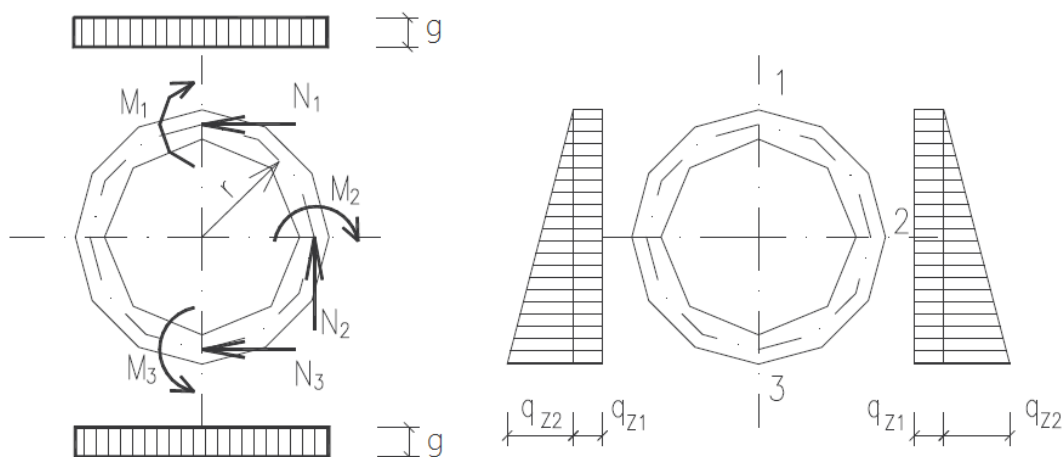
r_i - vnitřní poloměr.

Aby potrubí vyhovělo, musí se prokázat, že účinky zatížení jsou menší než mez pevnosti trouby (tj. v případech kdy: $M_R < M_U$).

3.1.4. Porovnání vnitřních sil s interakčním diagramem

Metoda porovnává nejnepříznivější vnitřní síly v době požadované životnosti trub s interakčním diagramem.

Pro posouzení je třeba stanovit momenty a normálové síly v rozhodujících průřezech. U kruhového potrubí se posuzuje průřez ve vrcholu, patě a polovině výšky. Silové účinky jsou vyvozovány svislým zatížením, bočním tlakem zeminy, vlastní tíhou potrubí a hydrostatickým tlakem vody¹¹.



Obr. 3.1: Působení svislého rovnoměrného zatížení a zemního tlaku¹¹

Svislé zatížení

Proti svislému zatížení působí odpovídající odpor zeminy podloží. Ve vrcholu a patě potrubí jsou od ohybového momentu, určeného vztahem (15)¹¹, vnitřní vlákna namáhána tahem. Normálové síly N_1 , N_3 jsou nulové.

$$M_1 = M_3 = \frac{g \cdot r^2}{4} \quad (15)$$

kde:

M_1 - moment ve vrcholu potrubí;

M_3 - moment v patě potrubí;

g - svislé rovnoměrné zatížení;

r - poloměr střednice.

Poznámka: Podle toho, zda je potrubí uloženo v rýze nebo v násypu, vychází stanovení svislého rovnoměrného zatížení ze vztahu (4), respektive (5).

Uprostřed výšky průřezu jsou vnitřní vlákna potrubí tlačena. Moment M_2 tedy nabývá opačných hodnot než momenty ve vrcholu a v patě trouby. Normálová síla N_2 odpovídá polovině síly G od rovnoměrného svislého zatížení¹¹.

3.1.5. Metoda ÚTAM AV ČR - Hydroprojekt

Podstatou metody je aproximace průběhu zemních tlaků po obvodě potrubí při segmentaci prstence a následné stanovení ohybových momentů na prutovém modelu prstence. Rozdělení zemních tlaků vychází z úvah popsaných Kyselou¹⁸.

4. Nelineární lomová mechanika

Existuje fyzikální (materiálová), geometrická a konstrukční nelinearita¹⁹. Vzhledem k povaze betonu a jednoduchým okrajovým podmínkám posuzovaných konstrukcí využijeme pouze fyzikální nelinearitu.

Cílem bakalářské práce bylo ověřit, zda může být nelineární lomová mechanika účelná pro navrhování betonových, popřípadě železobetonových potrubí. Pro tento záměr byl použit komerční program ATENA. Smyslem této části práce je seznámení s aplikací programu, a tudíž podstatná část informací vychází přímo z dokumentace programu ATENA²⁰. Následující kapitoly rozebírají charakteristické vlastnosti modelů a způsoby řešení systému rovnic, které program používá.

4.1. Program ATENA

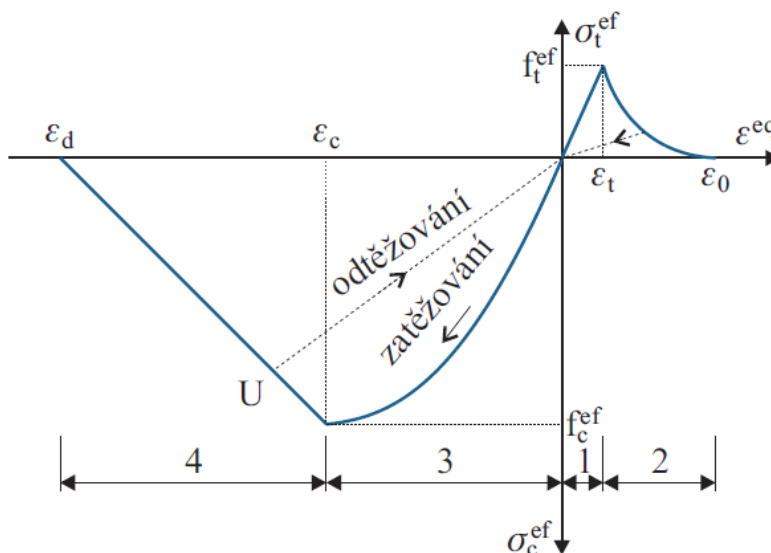
Program ATENA slouží k počítačové simulaci skutečného chování betonových i jiných konstrukcí. Výpočet je založený na deformační metodě konečných prvků (MKP) a využívá nelineární modely jednotlivých materiálů. Díky zavedení nelineární lomové mechaniky je umožněno analyzovat konstrukci nebo její část v momentě, kdy dochází k jejímu porušování.

Při zpracování této práce byla použita hlavně 2D verze. V ATENĚ 2D je umožněno modelování stavu rovinné napjatosti i rovinné deformace pomocí plošných prvků. Program tvoří 3 součásti: preprocesor, vlastní výpočet a postprocesor. V preprocesoru se sestavuje geometrický model, který popisuje geometrii konstrukce, její materiálové vlastnosti a okrajové podmínky. Též se zde generuje síť konečných prvků a definuje se výpočetní metoda. Po dokončení výpočtu se program automaticky přepne do módu postprocesoru, kde je možné analyzovat konstrukci v jakémkoliv zatěžovacím kroku z hlediska napětí, deformací, trhlin apod.

4.1.1. Vztah mezi napětím a poměrným přetvořením betonu

V úloze rovinné napjatosti v programu ATENA 2D lze napětí v betonu určit pomocí dvou hlavních napětí σ_1 a σ_2 . Pro přechod z dvouosé na jednoosou napjatost je použita koncepce ekvivalentního poměrného přetvoření ε^{eq} . Chování betonu se pak dá popsat závislostí tzv. efektivního napětí σ^{ef} a zmíněného ekvivalentního

jednoosého přetvoření ε^{eq} . Graf σ - ε tvoří čtyři oblasti: tah před vznikem trhliny, tah po vzniku trhliny, tlak před dosažením maximálního napětí a tlak po dosažení maximálního napětí. Dále v práci se zaměříme na oblast tahového poškození.



Obr. 4.1: Diagram závislosti efektivního napětí na ekvivalentním poměrném přetvoření rozdělený na čtyři materiálové stavy²¹

Poznámka: Na obrázku je uvažováno exponenciální tahové změkčení dle Hordijka²².

Tah před vznikem trhliny (oblast 1)

Lineárně pružné působení betonu v tahu až do dosažení tahové pevnosti (16).

$$\sigma^{ef} = E_c \cdot \varepsilon^{eq}, \quad 0 \leq \sigma^{ef} \leq f_t^{ef} \quad (16)$$

kde:

E_c - počáteční modul pružnosti betonu;

f_t^{ef} - efektivní hodnota tahové pevnosti odvozená z funkce porušení.

Tah po vzniku trhliny (oblast 2) - tahové změkčení

Existuje více variant tahového změkčení (např.: lineární, bilineární, exponenciální). Modulem změkčení je popsána lomová tuhost betonu²³. Následující vztah (17)²⁰ popisuje lineární tahové změkčení po vzniku trhlin.

$$\sigma_c^{ef} = E_c \cdot \varepsilon^{eq} + f_t^{ef} \left(1 - \frac{E_t}{E_c}\right), \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon^{eq} \leq \varepsilon_0 \quad (17)$$

kde:

E_c - počáteční modul pružnosti betonu;

E_t - modul změkčení ($E_t < 0$);

f_t^{ef} - efektivní hodnota tahové pevnosti odvozená z funkce porušení;

ε_t - poměrné přetvoření v tahu ve vrcholu;

ε_0 - poměrné přetvoření v tahu na konci diagramu.

Všechny modely vytvořené a analyzované pro tuto práci vycházejí z materiálového modelu betonu 3D Nonlinear Cementitious 2, který používá exponenciální tahové změkčení. Tento model byl odvozen experimentálně, a tudíž poskytuje pro prostý beton nejvhodnější vztah mezi šířkou trhliny a tahovou pevností (18)²². Šířka trhliny je v podstatě deformace prvku po dosažení jeho pevnosti.

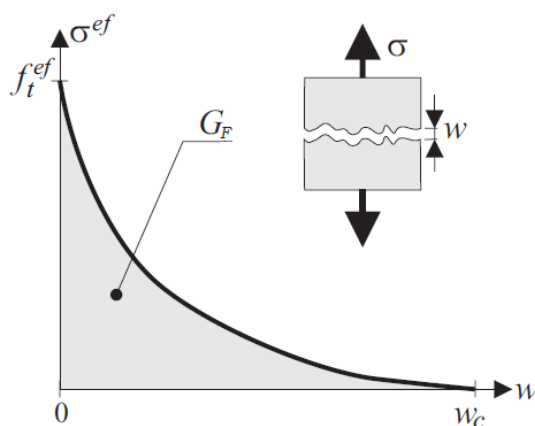
$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_F}{f_t^{ef}} \quad (18)$$

kde:

w_c - otevření trhliny po uvolnění veškerého napětí;

G_F - energie potřebná k vytvoření trhliny (lomová energie);

f_t^{ef} - efektivní hodnota tahové pevnosti odvozená z funkce porušení.



Obr. 4.2: Exponenciální funkce pro otevření trhliny²⁴

4.1.2. Metoda konečných prvků

Numerická metoda, jejíž podstatou je rozdělení spojitého prostředí (kontinua) do určitého (konečného) počtu prvků. Síť konečných prvků vytváří síť uzlů, ke kterým jsou pro jednotlivá zatížení dopočítávány hodnoty posunů, a tudíž v případě zjemnění sítě konečných prvků narůstá náročnost výpočtu (výpočetní čas).

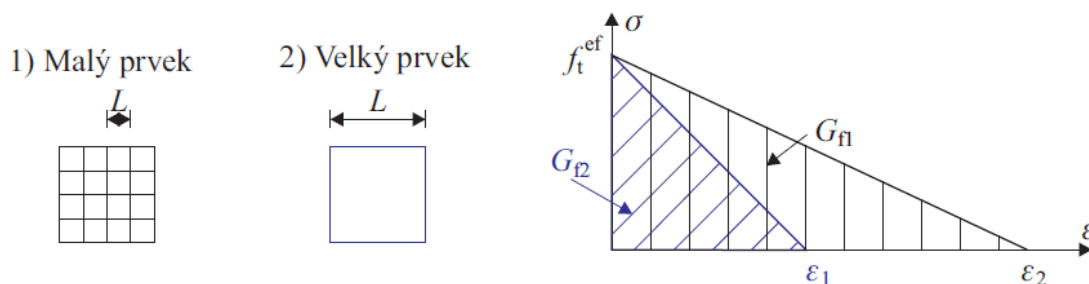
4.1.3. Šířka pásu trhlin

Program ATENA využívá k minimalizování závislosti výsledků výpočtu na síti konečných prvků konceptu tzv. šířky pásu trhlin (crack band model). Podstatou konceptu je, že součin lomové energie prvku G_f a šířky pásu trhlin L_p je konstantní (19)²⁰. Znamená to, že menší prvek přenáší v oblasti tahového změkčení při stejném přetvoření vyšší napětí (Obr. 15.3). Výhodou crack band modelu je, že řeší problém nespojitosti materiálu pomocí standardní MKP²³. Navzdory tomu studie provedené dále v této práci dokazují, že na volbě sítě konečných prvků záleží.

$$G_f \cdot L_p = G_F = konst. \quad (19)$$

kde:

G_F - lomová energie materiálu.



Obr. 4.3: Změna diagramu v závislosti na velikosti prvku²¹

Poznámka: Diagram ukazuje závislost tahového napětí (svislá osa) a poměrného přetvoření (vodorovná osa). Pro názornost je uvažováno lineární tahové změkčení.

4.1.4. Modely rozetřených trhlin

Trhlina vzniká, když hodnota hlavního napětí překročí hodnotu tahové pevnosti materiálu. Rozlišujeme dva modely rozetřených trhlin (trhliny fixované nebo rotované). Pro model fixovaných trhlin platí, že je směr šíření trhliny kolmý ke směru hlavního napětí a během dalšího zatěžování se nemění. U modelu rotovaných trhlin se mohou směry poměrných přetvoření (tzn. i směry šíření trhlin) během zatěžování pootáčet. Nejlepším řešením je použít pro simulaci konstrukce oba modely trhlin, protože skutečné chování konstrukce je někde mezi těmito modely²⁰. Pro náš účel jsme si vystačili pouze s modelem fixovaných trhlin, protože se směry hlavního napětí výrazně neměnily a navíc nás zajímala spíše vzestupná větev zatěžovacího diagramu, kde ještě není rozvoj trhlin tak značný.

4.1.5. Metody výpočtu

Program ATENA má pro nelineární analýzu konstrukce k dispozici dvě metody výpočtu: Newton-Raphsonovu iterační metodu a metodu délky oblouku. Metoda délky oblouku je výhodná hlavně při řešení odezvy po dosažení maximální únosnosti. K výpočtu únosnosti trub si vystačíme se standardní Newton-Raphsonovou metodou.

Metoda Newton-Raphson

Jedná se o přírůstkovou iterační metodu. Výpočet probíhá po krocích. V rámci kroku probíhají jednotlivé iterace, dokud nejsou splněna určitá konvergenční kritéria. Z pojetí řešení, kdy je zatížení aplikováno po malých přírůstcích, dostáváme nelineární rovnici (20)²⁰.

$$K(u)\Delta u = p - f(u) \quad (20)$$

kde:

$K(u)$ - matice tuhosti závislá na vztahu mezi přírůstkem zatížení a deformace;

Δu - přírůstek deformace vlivem přírůstku zatížení;

p - vektor celkového uzlového zatížení;

$f(u)$ - vektor vnitřních sil v uzlech.

Zatěžovací vektor p v j -tém zatěžovacím kroku se počítá z rovnice (21)²⁰.

$$p_j = p_{j-1} + \Delta p_j \quad (21)$$

kde:

Δp_j - přírůstek zatížení přiložený na konstrukci v j -tém zatěžovacím kroku.

Jsou zjišťovány nerovnovážné síly způsobené nelinearitou a podle nich jsou opraveny posuny vycházející z odezvy konstrukce na zatížení²³.

Přírůstek zatížení aplikovaný v prvním iteračním kroku a zatěžovací vektor p_j se během iterace nemění. Přírůstek přetvoření Δu_j v j -tém kroku odpovídající přírůstku zatížení Δp_j je součtem všech přírůstků přetvoření z iterací v daném zatěžovacím kroku (22)²⁰.

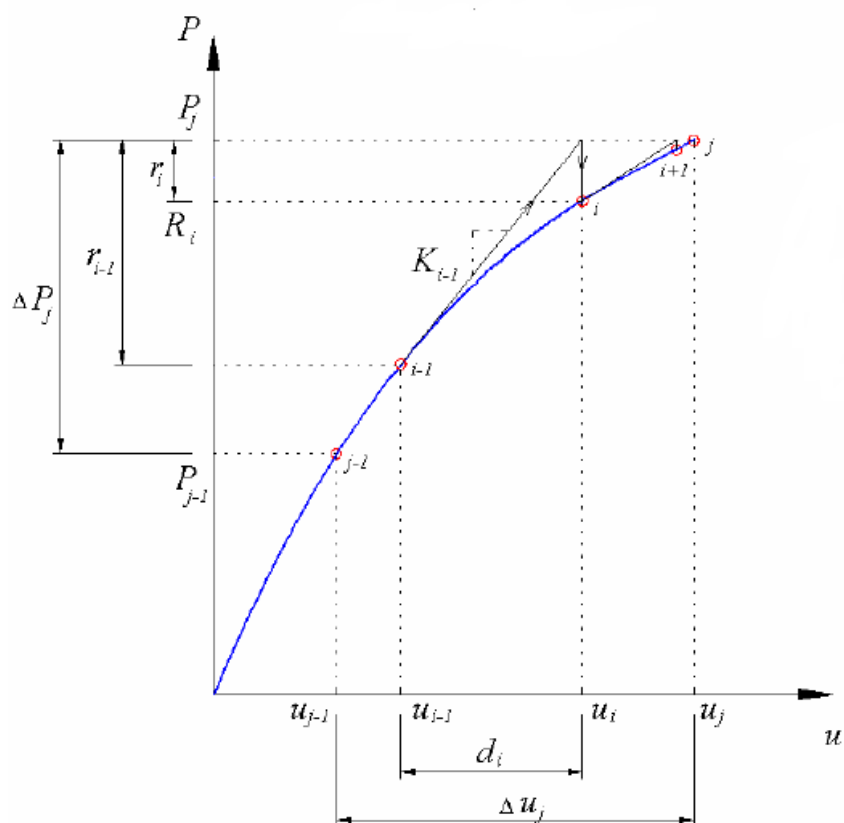
$$\Delta u_j = \sum_{i=1}^n d_i \quad (22)$$

kde:

n - počet iterací v zatěžovacím kroku;

d_i - přírůstek přetvoření z i -té iterace;

Iterace probíhá do doby, než hodnota nevyvážené síly splňuje požadovanou přesnost.



Obr. 4.4: Iterační schéma metody Newton-Raphson²³

5. Model trubního prstence

V předchozí kapitole bylo řečeno, že modely potrubního prstence vychází z materiálového modelu betonu 3D Nonlinear Cementitious 2, který používá exponenciální tahové změkčení. V případě, že nejsou jednotlivé materiálové parametry zadány, tak jsou jejich hodnoty automaticky vygenerovány aplikací doporučených vztahů CEB-FIP 90 na základě zadané krychlené pevnosti f_{cu} . Následující vztahy (23)²⁰ popisují základní materiálové parametry konstitutivního modelu betonu použitého v programu ATENA.

PARAMETR	VZOREC	
Válcová pevnost	$f_c = -0,85 \cdot f_{cu}$	
Počáteční modul pružnosti	$E_c = (6000 - 15,5 \cdot f_{cu}) \cdot \sqrt{f_{cu}}$	(23)
Pevnost v tahu	$f_t = 0,24 \cdot \sqrt[3]{f_{cu}^2}$	
Lomová energie	$G_F = 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot f_t$	

Pro naše modely uvažujeme pouze materiálovou nelinearitu. Geometrickou nelinearitu můžeme vzhledem k malým hodnotám deformací oproti velikosti konstrukce z výpočtu vypustit. Analýza betonové konstrukce je prováděna pro stav rovinné deformace. Nelineární výpočty modelů byly provedeny pomocí standardní Newton-Raphsonovy metody, která umožňuje zatěžování silou nebo předepsaným přetvořením. V případě volby zatížení posunem lze získat i sestupnou větev odezvy konstrukce na zatížení.

5.1. Studie chování modelu

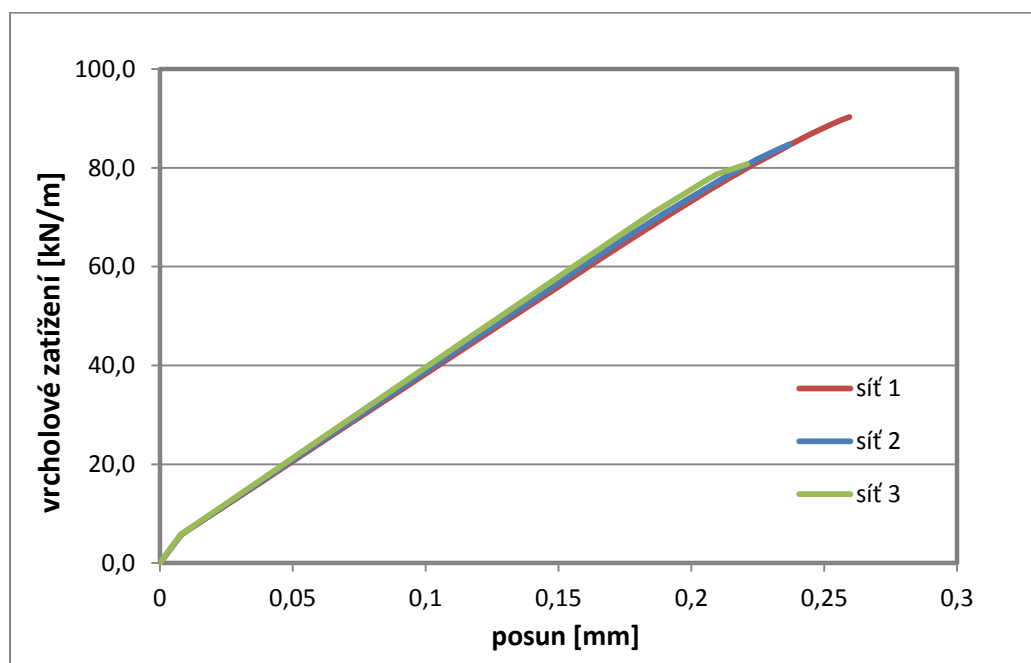
Primárním záměrem bylo zjistit, zda experimentálně zjištěná únosnost ve vrcholovém tlaku trub (*Obr. 2.17*) odpovídá únosnosti vypočtené v programu ATENA 2D. Známe-li pevnost ve vrcholovém tlaku, lze z ní následně usuzovat na únosnost potrubí při různých způsobech uložení trub a zatížení povrchu¹¹. Následující studie poukazují na různá úskalí programu ATENA a popisují proces výběru nejvhodnější varianty modelu. K tomuto účelu byl vybrán model o rozměrech: $t = 100 \text{ mm}$, $D_i = 700 \text{ mm}$, na kterém byly zjišťovány hodnoty vrcholového zatížení [kN/m] a vertikálního posunu [mm] nejvyššího bodu potrubního prstence. Hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku f_{cu} byla stanovena na 81,73 MPa.

5.1.1. Změna sítě konečných prvků

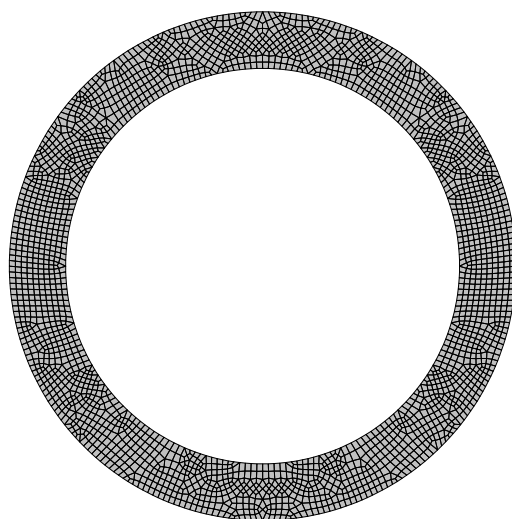
Nejprve se práce zaměřuje na problematiku sítě konečných prvků. I přes snahu minimalizovat vliv změny sítě na výsledky, je volba sítě důležitým faktorem při řešení konstrukce.

V programu ATENA je k dispozici automatické generování sítě. Řešitel nastaví pouze jemnost sítě pomocí délky strany prvků. U složitějších (kruhových, zkosených apod.) průřezů je výpočet značně ovlivněn volbou délky strany prvku sítě (*Graf 5.1*). Pouze při dostatečném zjemnění se můžeme přiblížit k nezkresleným výsledkům.

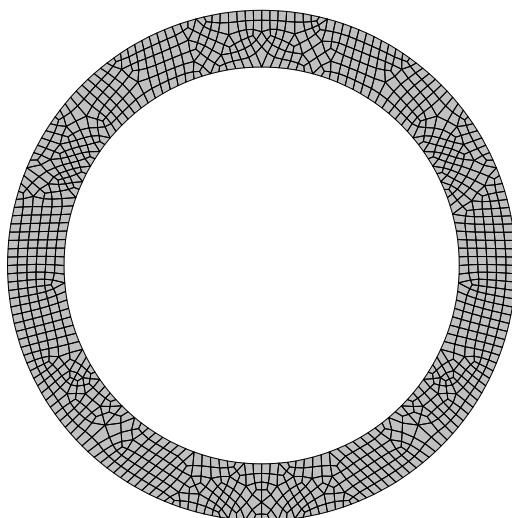
Graf 5.1: Přehled výsledků pro síť s různou délkou strany prvků



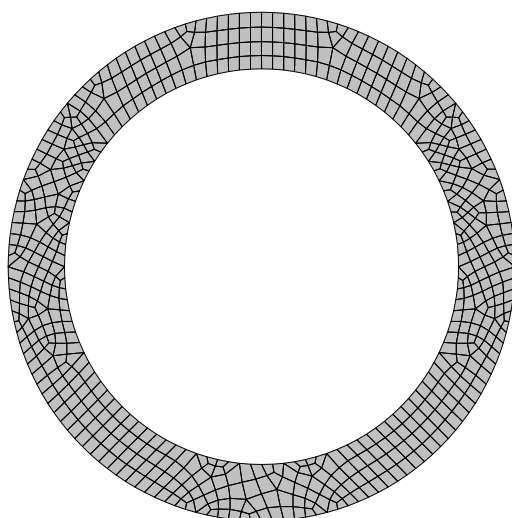
Sít' 1: délka strany prvků 0,010 m



Sít' 2: délka strany prvků 0,015 m



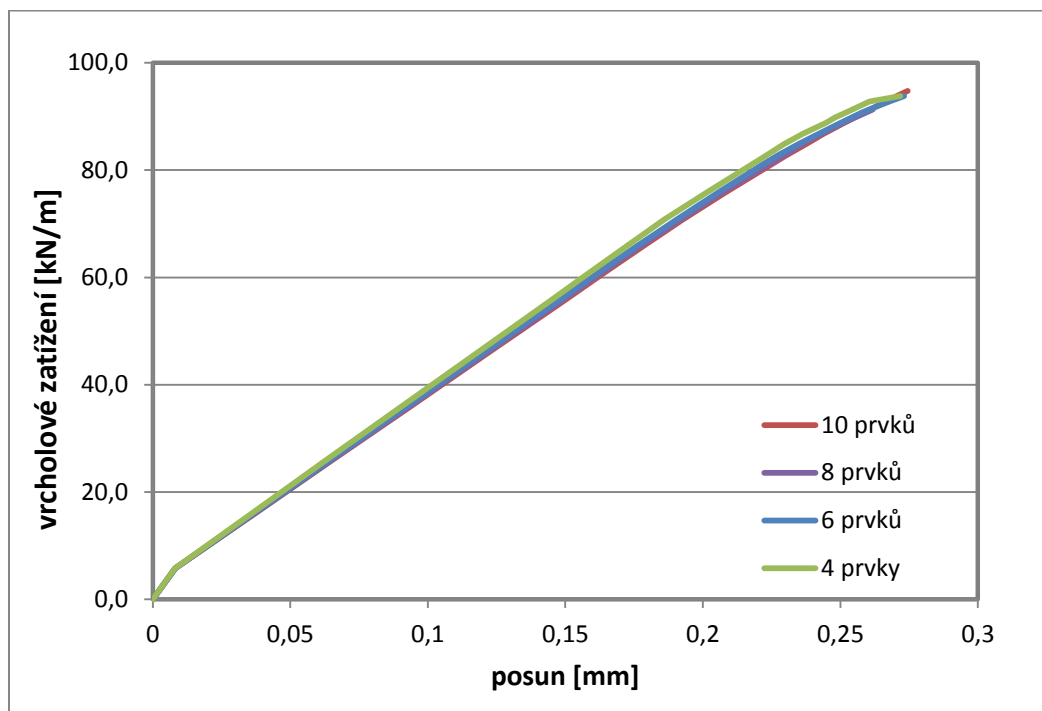
Sít' 3: délka strany prvků 0,020 m



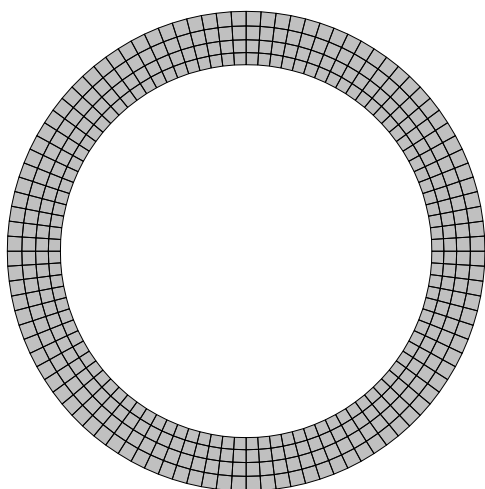
Obr. 5.1: Automaticky generované sítě s různou délkou strany prvků

Je jasné, že automaticky generovaná síť není pro konstrukci betonového mezikruží vhodná. Proto je třeba využít některý ze způsobů zahuštění sítě nabízený programem ATENA 2D. Nejsnadnějším řešením je zahuštění linie (nejkratší možné úsečky mezi kružnicemi) počtem dílů. V případě upravené sítě je výpočet pouze minimálně ovlivněný velikostí prvků (jemností) sítě (*Graf 5.2*).

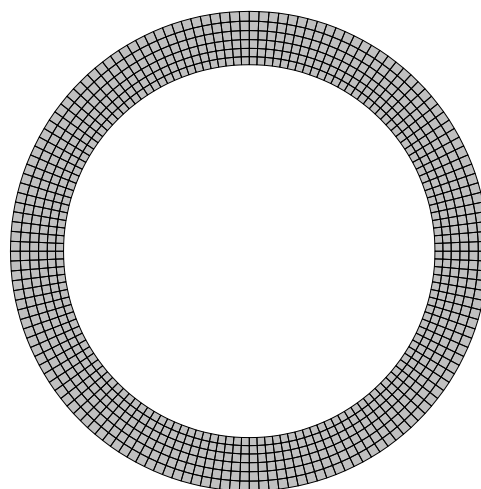
Graf 5.2: Přehled výsledků pro jednotlivé upravené sítě - zatěžování silou



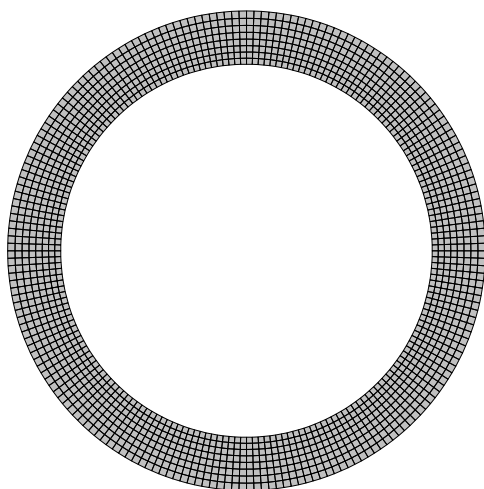
4 prvky na tloušťku



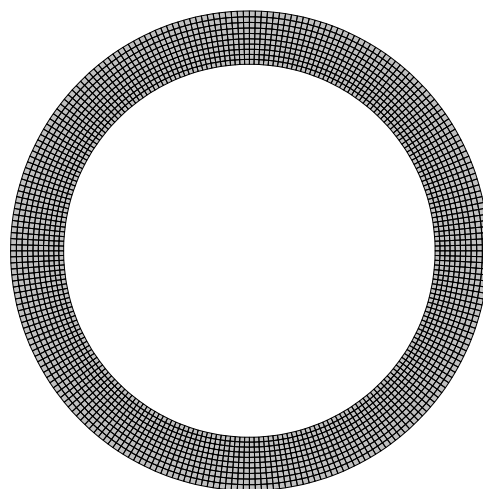
6 prvků na tloušťku



8 prvků na tloušťku



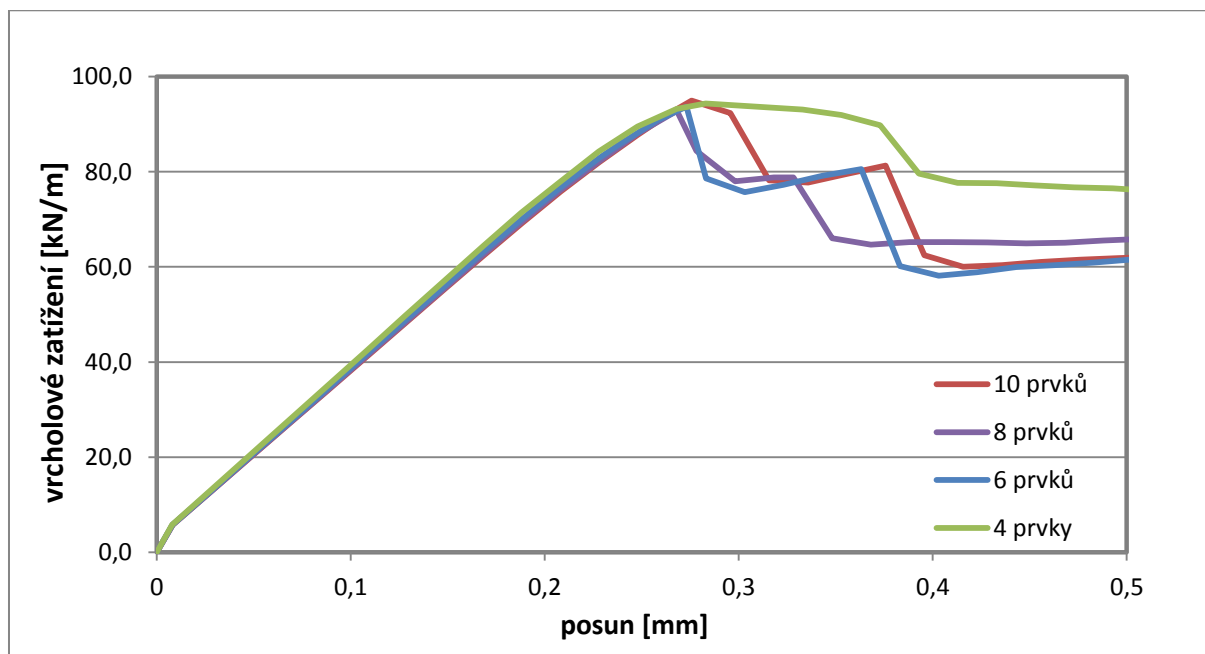
10 prvků na tloušťku



Obr. 5.2: Upravené sítě s různým počtem prvků na tloušťku stěny profilu

Pro analýzu konstrukce v programu ATENA si lze vybrat mezi více způsoby zatěžování v jednotlivých krocích. Klasické zatěžování silou můžeme nahradit zatěžováním předepsaným posunem, pro které lze získat i sestupnou větev odezvy konstrukce na zatížení. Z grafu 5.3 vidíme, že se výsledky za mezí únosnosti liší i pro upravenou síť. Navzdory tomu se pro síť se čtyřmi prvky na tloušťku při stanovení maximální únosnosti nedopustíme větší chyby.

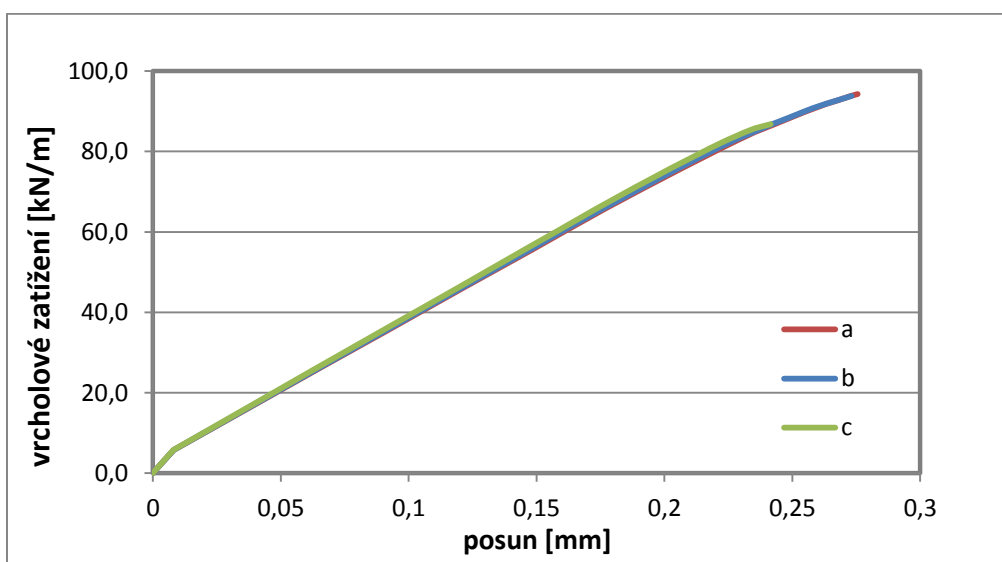
Graf 5.3: Přehled výsledků pro jednotlivé upravené sítě - zatěžování deformací



Pro betonové trouby platí, že jsou schopny přenést vysoké zatížení. Pokud je trouba vystavena vyššímu zatížení než meznímu, dochází k prolomení konstrukce. Protože je vznik a šíření trhlin přímo spojeno s volbou sítě, tak i minimální změna sítě znamená odchylku ve výpočtu. U jednodušších konstrukcí by se průběh sestupné větve měl stabilizovat s dostatečným zjemněním sítě. Rozdíly jsou dány také zvolenou výpočtovou metodou (Newton-Raphson). Metoda délky oblouku je vhodnější pro řešení odezvy po dosažení maximální únosnosti.

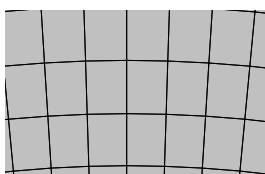
Na výsledky výpočtu může mít značný vliv velikost, tvar a uspořádání prvků. Následující studie je zaměřena konkrétně na poměr stran prvku (*Graf 5.4*).

Graf 5.4: Přehled výsledků pro různé poměry stran (tvary) prvků sítě

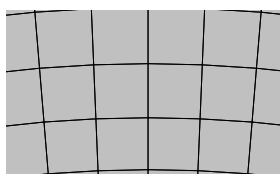


Poznámka: Studie byla provedena pro síť se 6 prvky na tloušťku profilu.

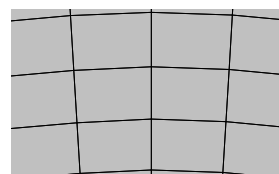
a - poměr stran 1,5:1



b - poměr stran 1:1



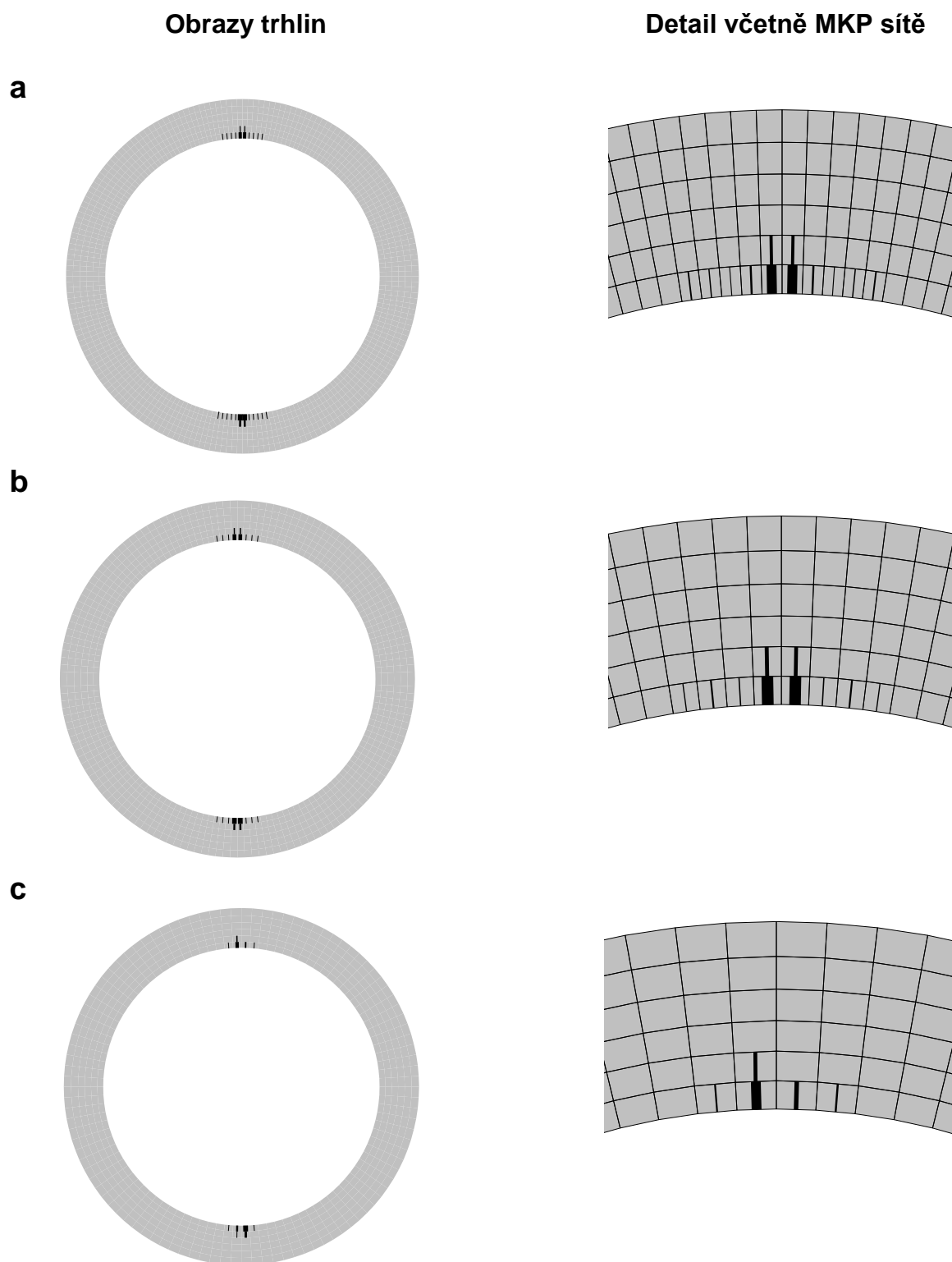
c - poměr stran 1:1,5



Obr. 5.3: Různé poměry stran prvku (detail prstence)

Z obrazu trhlin (*Obr. 5.4*) v posledním výpočtovém kroku (mezní zatížení) je patrné, proč hraje i poměr stran konečných prvků důležitou roli. Do vzniku trhlin se výpočet nijak lišit nebude. Vznik a šíření trhlin v konstrukci je limitováno jednotlivými prvky sítě, tudíž jejich velikost a tvar mohou značně ovlivnit výpočet. Tento jev lze

eliminovat zvolením jemnější sítě konečných prvků, avšak za cenu delší doby výpočtu. I s ohledem na doporučení tvůrců ATENY je v každém případě optimální volit prvky sítě blížíící se tvarem čtverci²⁵.



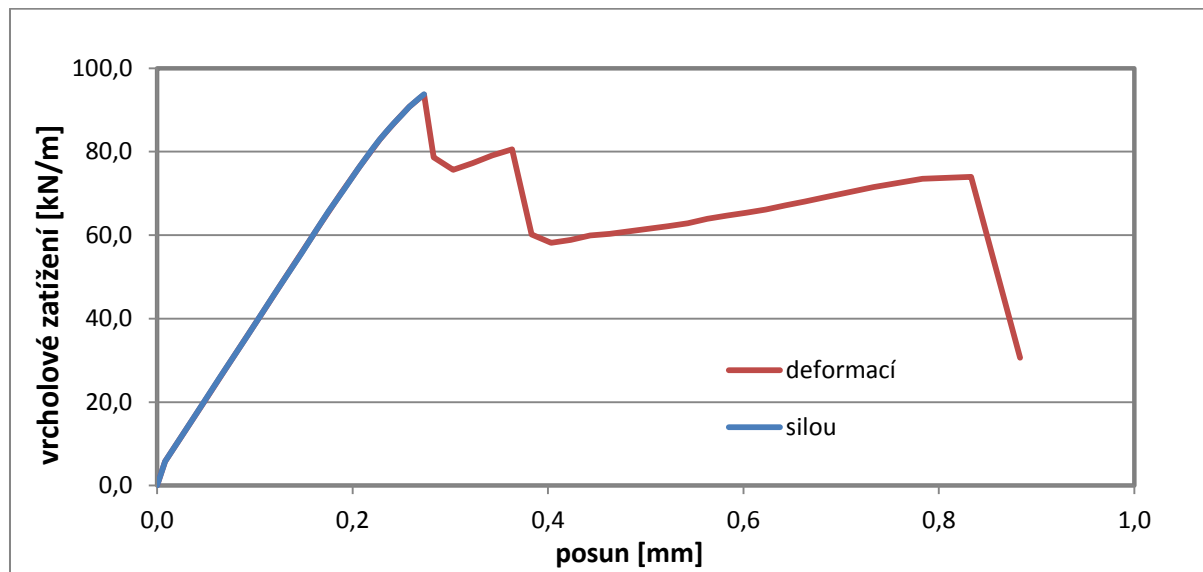
Obr. 5.4: Obrazy trhlin na betonovém potrubním prstenci těsně před zhroucením

Problematika sítě konečných prvků se v případě mezikruhového průřezu stává mnohem rozmanitější. Z předchozích rozborů je patrné, že i nepatrná změna se může projevit na výsledcích. Připomeňme, že pro další práci je důležitá hlavně vzestupná větev, resp. maximální únosnost trub. Po zhodnocení zmíněných faktorů, včetně přihlédnutí k doporučení z manuálu ATENA 2D, kde je řečeno, že pro alespoň kvalitativní výsledky jsou doporučeny minimálně 4 prvky na tloušťku²⁵ a s ohledem na výpočtový čas, jsme pro následující výstupy zvolili upravenou čtvercovou síť se šesti prvky na tloušťku (**b**).

5.1.2. Volba způsobu zatěžování

Na rozdíl od zatěžování silou lze při zatěžování posunem získat i sestupnou větev odezvy konstrukce na zatížení, protože je program schopný i nadále hledat rovnovážný stav. Nezávisle na zvoleném způsobu by měla být celá vzestupná větev odezvy konstrukce na zatížení včetně hodnoty mezní únosnosti konstrukce totožná, což potvrzuje i následující studie (*Graf 5.5*).

Graf 5.5: Srovnání výsledků pro různé způsoby zatěžování



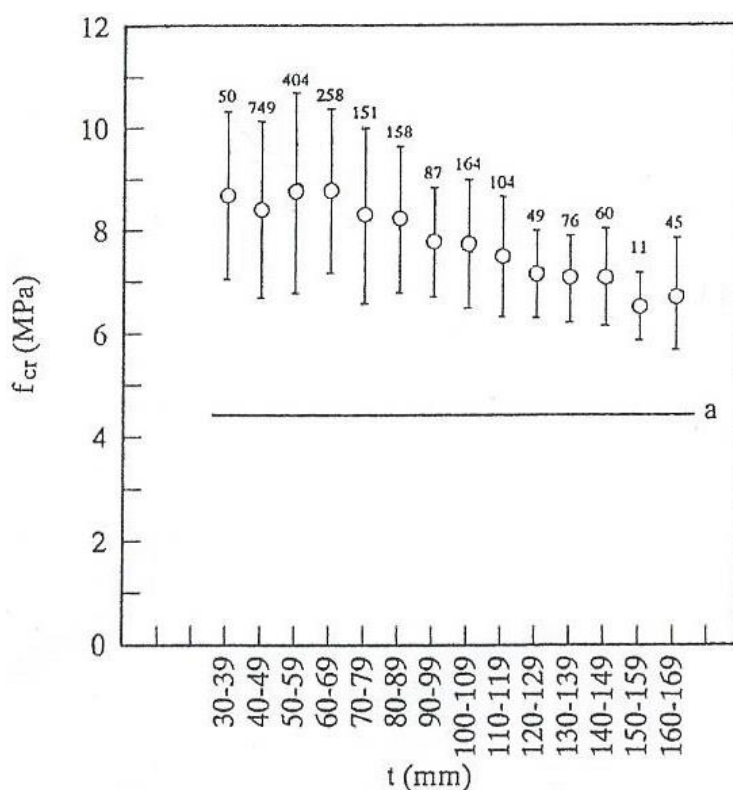
5.2. Rekonstrukce experimentu

Základním krokem pro ověření výsledků z programu ATENA je jejich srovnání s experimentálními daty. Pro uvedené zkoušky prolomení kruhového profilu betonových trub (Obr. 2.17) byl použit beton s tahovou pevností $f_t = 4,52$ MPa. Poměr t/D_i , kde t je tloušťka stěny a D_i je vnitřní průměr trouby, je pro všechny zkoušené trouby roven $1/7$. Jelikož poměr rozměrů zůstává neměnný, lze pozorovat tzv. vliv velikosti. Nominální únosnost konstrukce f_{cr} odpovídající liniovému zatížení P/S v momentě porušení (prolomení profilu) je dána vztahem (24)¹⁷.

$$f_{cr} = \frac{6}{\pi} \frac{(P/S)}{D_o} \frac{(1+D_i/D_o)}{(1-D_i/D_o)^2} \quad (24)$$

kde:

D_o - vnější průměr potrubí.

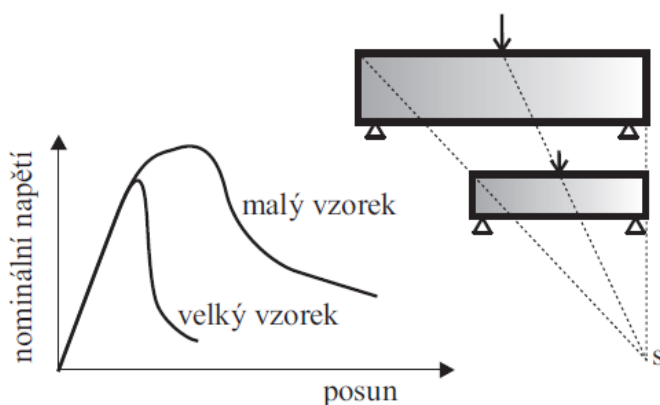


Obr. 5.5: Přehled dat z testů betonových trub s různou tloušťkou stěny¹⁷.

Poznámka: Jsou patrné rozdíly mezi nominální únosností jednotlivých konstrukcí f_{cr} - vliv velikosti. Počet testovaných trub je uveden nad svislými chybovými úsečkami. Přímka „a“ znázorňuje tahovou pevnost f_t použitého betonu (4,52 MPa). Podle teorie lineárně pružného chování by mělo platit $f_{cr} = f_t$.

5.2.1. Vliv velikosti

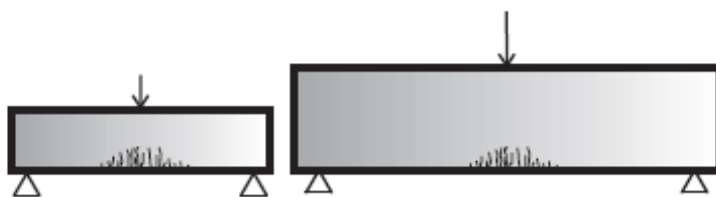
Vliv velikosti je jev, při kterém nominální únosnost závisí na velikosti konstrukce. Při zachování geometrické podobnosti vykazují malé konstrukce vyšší pevnost ve srovnání s velkými konstrukcemi. Existuje více příčin tohoto jevu, ale mezi zásadní zdroje vlivu velikosti patří deterministický a statistický vliv velikosti²⁶.



Obr. 5.6: Srovnání odezvy ohýbaného nosníku různé velikosti²⁴

Lomově mechanický vliv velikosti (též deterministický či energetický)

Deterministický vliv velikosti je způsobený obdobnou velikostí lomové procesní zóny. Vznik trhlin způsobuje uvolnění energie a redistribuci napětí. V případě větší konstrukce představuje potrhání vrstva menší procentuální podíl materiálu, a proto je k jejímu porušení potřeba menší množství lomové energie. Program ATENA pracuje při analýze konstrukce pouze na deterministické úrovni řešení úlohy.



Obr. 5.7: Porušení rozdílného procenta materiálu²⁴

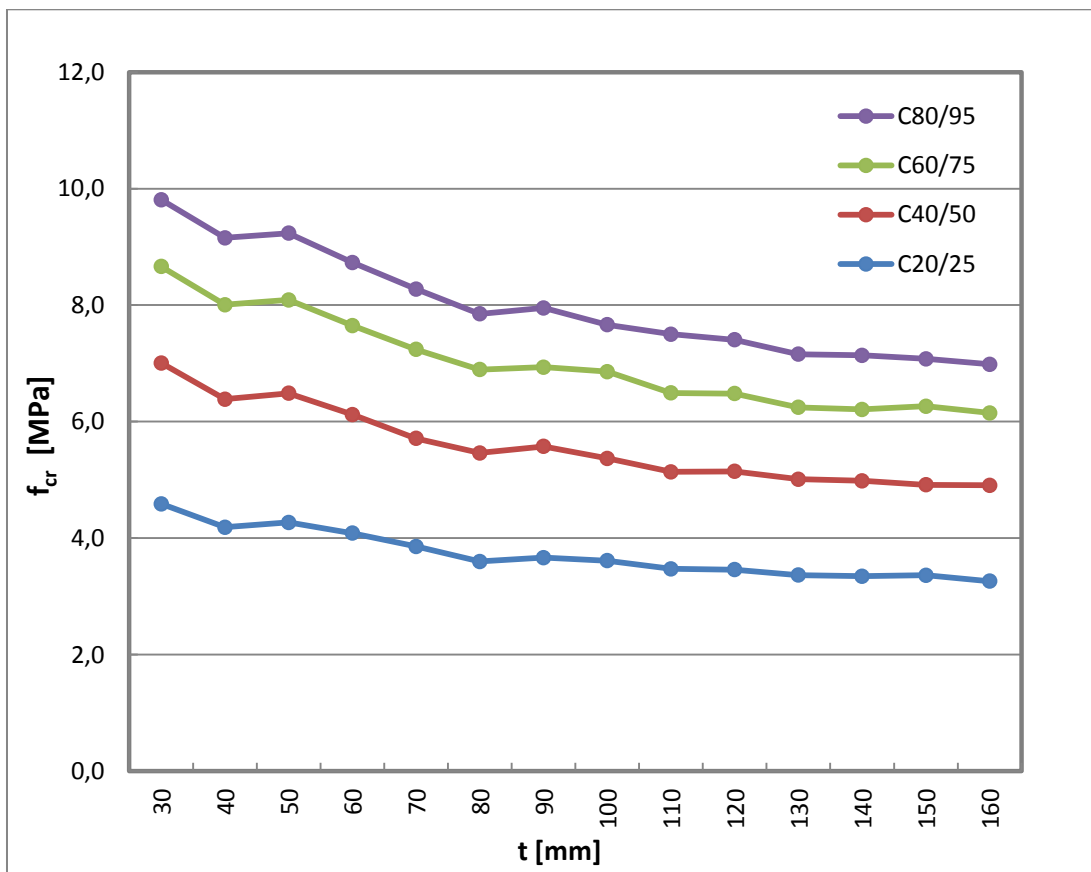
Statistický vliv velikosti (též stochastický)

Statistický vliv velikosti je způsobený náhodnými vlastnostmi materiálu. Vyplývá z náhodné proměnlivosti lokální pevnosti konstrukce. U větší konstrukce je vyšší pravděpodobnost výskytu článku s nejmenší pevností, který rozhoduje o porušení konstrukce.

Vliv velikosti pro různé třídy betonu

Při zachování poměru t/D_i lze pozorovat vliv velikosti na nominální únosnost trub pro jednotlivé třídy betonu. U trub s menším vnitřním průměrem ($DN\ 200 - 500$) je tento vliv markantnější (Graf 5.6).

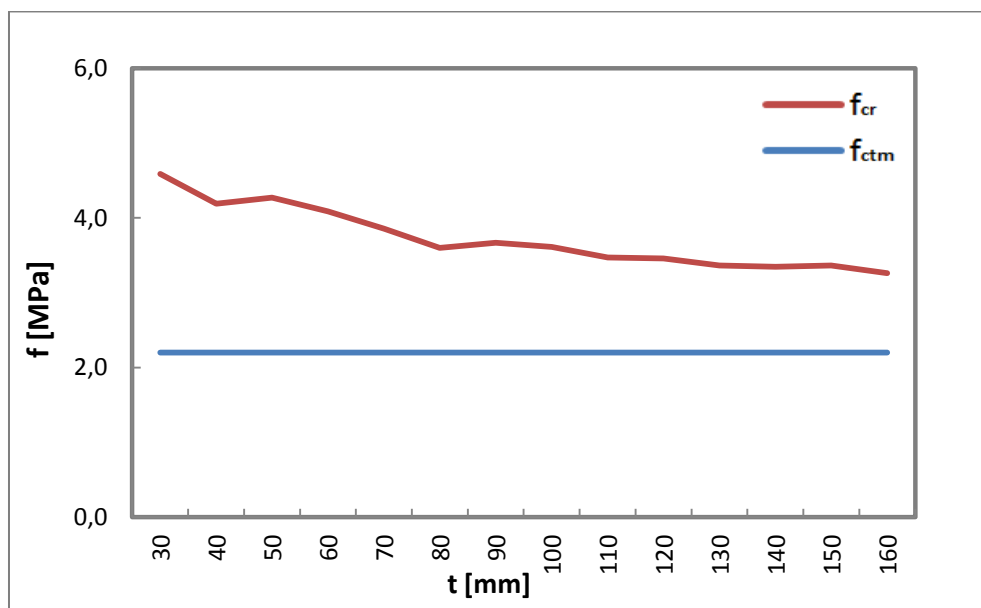
Graf 5.6: Vliv velikosti pro vybrané třídy betonu



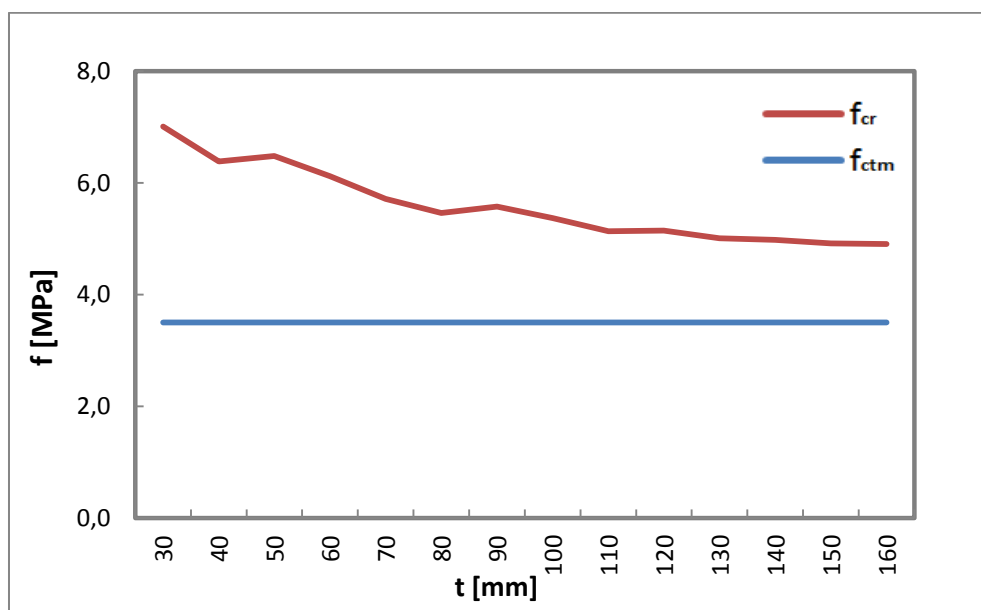
Podle teorie lineární elasticity by nominální únosnost f_{cr} měla odpovídat hodnotě pevnosti betonu v tahu f_t , a to nezávisle na rozměrech konstrukce. V následujících grafech (5.7 - 5.10) vidíme, že tento předpoklad, ze kterého vychází obvyklé posudky, není naplněn. Z ekonomických důvodů je proto vhodné využití lomově-mechanických modelů.

Poznámka: Grafy 5.7 - 5.10 ukazují srovnání nominální únosnosti f_{cr} určené ze vztahu (24) a pevnosti betonu v tahu f_{ctm} odpovídající dané třídě betonu dle ČSN EN 206-1, která se nepodstatně liší od pevnosti v tahu f_t určené programem ATENA podle (23).

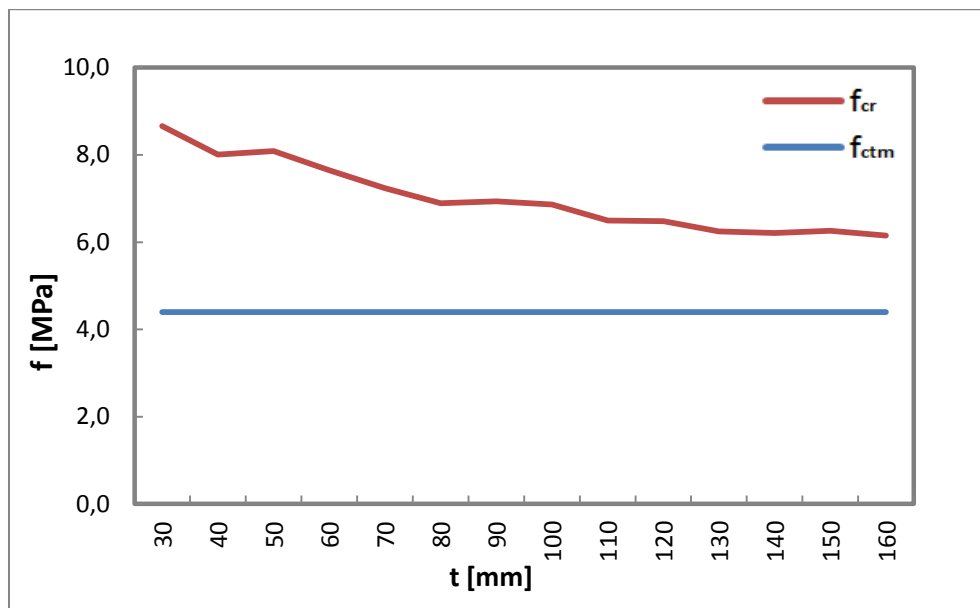
Graf 5.7: Nominální únosnost betonových trub f_{cr} pro beton třídy C20/25



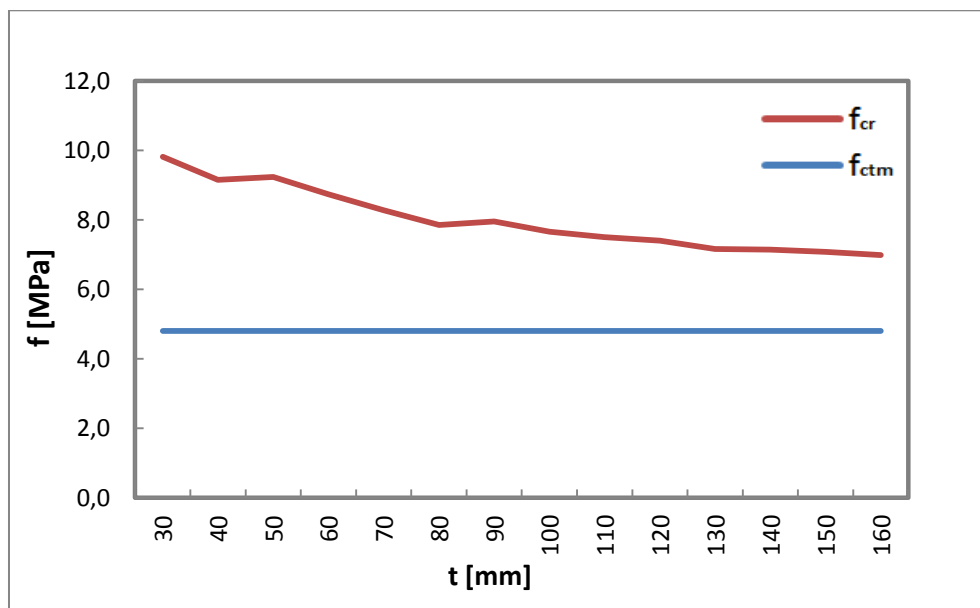
Graf 5.8: Nominální únosnost betonových trub f_{cr} pro beton třídy C40/50



Graf 5.9: Nominální únosnost betonových trub f_{cr} pro beton třídy C60/75



Graf 5.10: Nominální únosnost betonových trub f_{cr} pro beton třídy C80/95



5.2.2. Srovnání výsledků

V programu byly změněny parametry betonu tak, aby odpovídaly experimentu. Víme, že byly použity betonové trouby s pevností v tahu $f_t = 4,52$ MPa a charakteristickou délkou $l_{ch} = 380$ mm (hodnoty uvedené výrobcem trub). Následně lze odvodit lomovou energii betonu G_F dle vztahu (25).

$$l_{ch} = \frac{E \cdot G_F}{f_t^2} \quad (25)$$

kde:

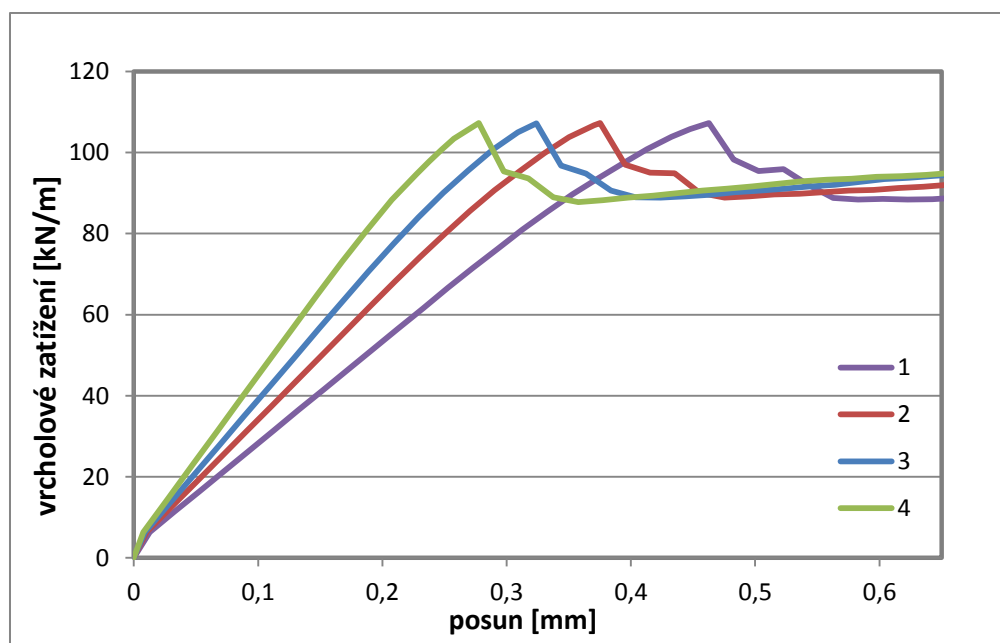
E - modul pružnosti betonu;

f_t - pevnost v tahu uvedená výrobcem trub.

Na základě zkoušek na betonu^{27, 28} lze prohlásit, že je v pořádku hodnotu lomové energie G_F pozměnit tak, aby vyšla požadovaná charakteristická délka l_{ch} .

Ukázalo se, že pokud v programu ATENA 2D přizpůsobíme neznámé parametry (modul pružnosti E a lomovou energii G_F) tak, aby l_{ch} zůstala stejná, mění se průběh křivky, ale na únosnost ve vrcholovém tlaku trouby nemají tyto změny žádný vliv. S rostoucím modulem pružnosti E roste tuhost konstrukce (křivka do bodu maximální únosnosti stoupá strměji). Rozdíly mezi jednotlivými modely jsou patrné z grafu 5.11.

Graf 5.11: Srovnání modelů po změně vstupních parametrů



1: $E = 30,0 \text{ GPa}$, $G_F = 258,8 \text{ N/m}$

3: $E = 42,8 \text{ GPa}$, $G_F = 181,4 \text{ N/m}$

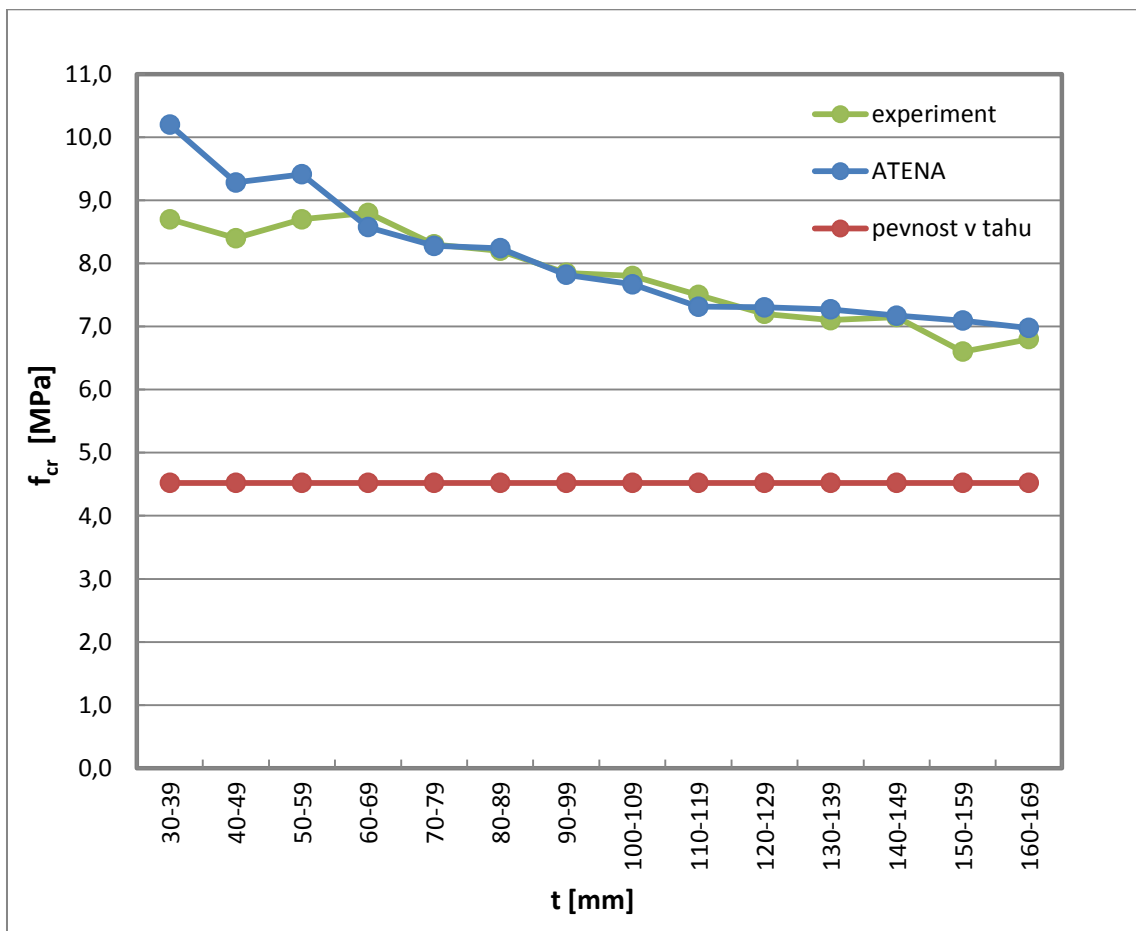
2: $E = 37,0 \text{ GPa}$, $G_F = 210,0 \text{ N/m}$

4: $E = 50,0 \text{ GPa}$, $G_F = 155,3 \text{ N/m}$

Poznámka: Studie byla provedena na modelu s tloušťkou stěny 105 mm.

Pokud použijeme vztah (24) pro výpočet nominální pevnosti a dosadíme do něj hodnoty maximálního zatížení získané z programu ATENA 2D, po zadání známých materiálových parametrů betonu, dostaneme výsledky téměř shodné s výsledky z provedených experimentů (Graf 5.12).

Graf 5.12: Srovnání reálných výsledků ze zkoušek s lomově-mechanickými výpočty

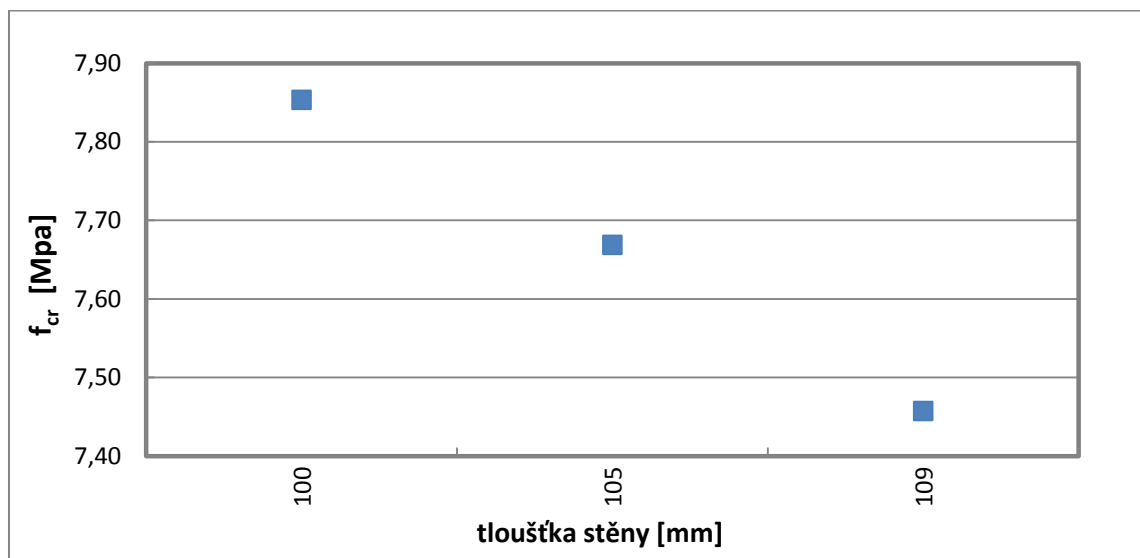


Poznámka: Hodnoty z ATENY vynesené v grafu jsou vypočteny z modelů, ve kterých byla tloušťka stěny vždy mezi krajními hodnotami daného rozmezí (35, ..., 165 mm).

Vzhledem k heterogenitě kvazikřehkého materiálu jako je beton, dochází k proměnlivosti lokální pevnosti konstrukce, a proto se i výsledky zkoušek trub stejných rozměrů budou lišit. Musíme tedy vzít v úvahu standardní odchylky (chybové úsečky viz Obr. 5.5) dat z testů provedených na velkém množství trub. Teoretické výsledky jsou v dobré shodě s dostupnými daty z provedených testů trub a lze je prohlásit za odpovídající realitě.

Hodnoty z experimentu jsou z důvodu výrobních odchylek testovaných trub uvedeny v grafu pro určitá rozmezí tloušťky stěny. Po vymodelování trub vybraných tloušťek sledujeme, že v rámci jednoho rozmezí lze také pozorovat deterministický vliv velikosti. Výsledná pevnost se v rámci jedné škály tloušťek může lišit až o 5 % (Graf 5.13).

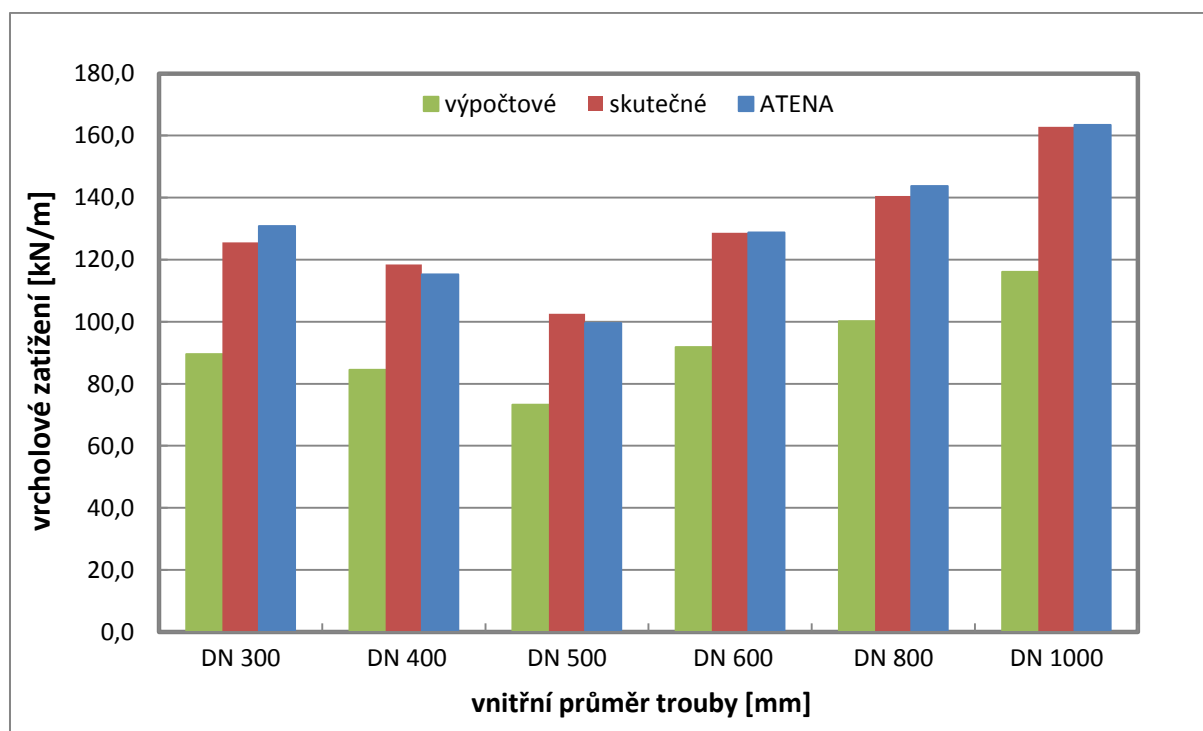
Graf 5.13: Rozptyl výsledků v rámci vybraného rozmezí



6. Vybrané studie

Díky spolupráci se společností Prefa Brno a.s. bylo možné sestavit a optimalizovat modely profilů běžně vyráběných v České republice. Výchozím parametrem výpočtu je v programu ATENA krychelná pevnost betonu v tlaku. Tuto hodnotu nelze určit pouze na základě třídy betonu deklarované výrobcem, protože skutečná pevnost betonu v tlaku musí být vždy vyšší. Z tohoto důvodu bylo nezbytné získat reálné údaje z provedených zkoušek. Za vstupní hodnotu krychelné pevnosti byla určena průměrná hodnota ze všech dostupných dat $f_{cu} = 71,8$ MPa. Následně byla pro materiálový model stanovena hodnota lomové energie G_F tak, aby vypočtené maximální vrcholové zatížení vybraného profilu odpovídalo průměrnému meznímu zatížení při porušení stanovenému, pro daný profil trouby, zkouškami. Takto definovaný model byl následně aplikován i na ostatní profily. Výsledky zatížení z programu ATENA jsou v dobré shodě se skutečným vrcholovým zatížením (Graf 6.1). V grafu je též pro jednotlivé profily uvedeno výpočtové vrcholové zatížení při porušení v_u (požadovaná únosnost).

Graf 6.1: Únosnost vybraných profilů ve vrcholovém tlaku



Poznámka: Jedná se o průměrnou hodnotu skutečného mezního zatížení při porušení.

Ačkoliv je v grafu znázorněna i hodnota požadované únosnosti, nelze ji srovnávat se skutečnou únosností, protože se jedná o hodnotu stanovenou výpočtem s ohledem na dobu životnosti trub.

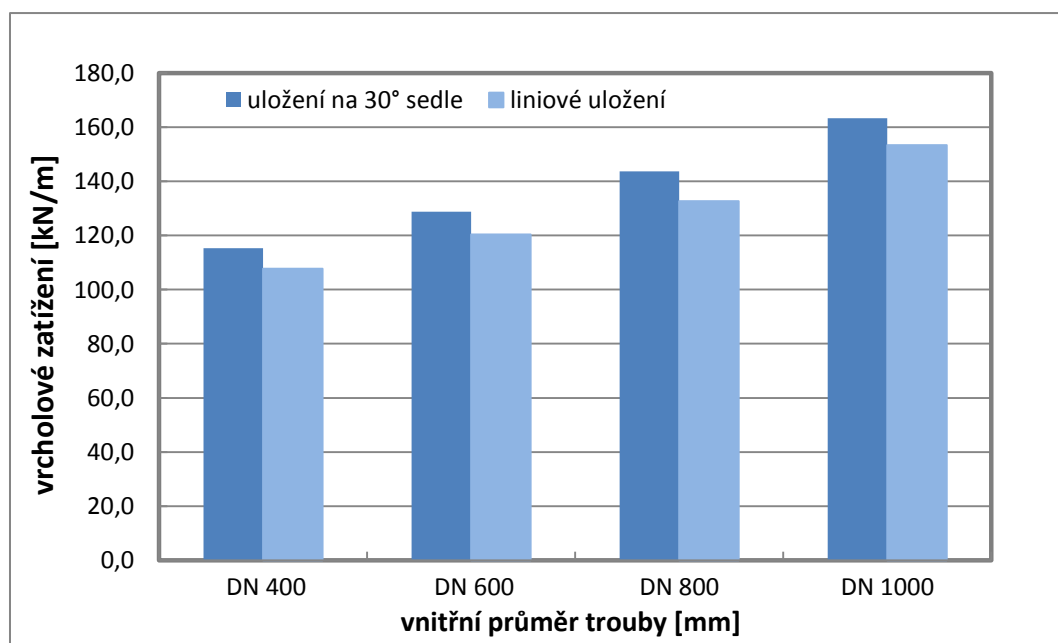
6.1. Negativní vlivy na únosnost trub

Vlivem špatného uložení a degradace materiálu dochází ke snížení únosnosti trub a zkracování jejich životnosti. Degradaci betonu lze dále dle charakteru dělit na fyzikální, chemickou a biologickou. Chemická degradace (koroze), která je způsobena agresivními látkami kapalného či plynného prostředí, je pro beton zpravidla nejnebezpečnější.

6.1.1. Vliv uložení potrubí

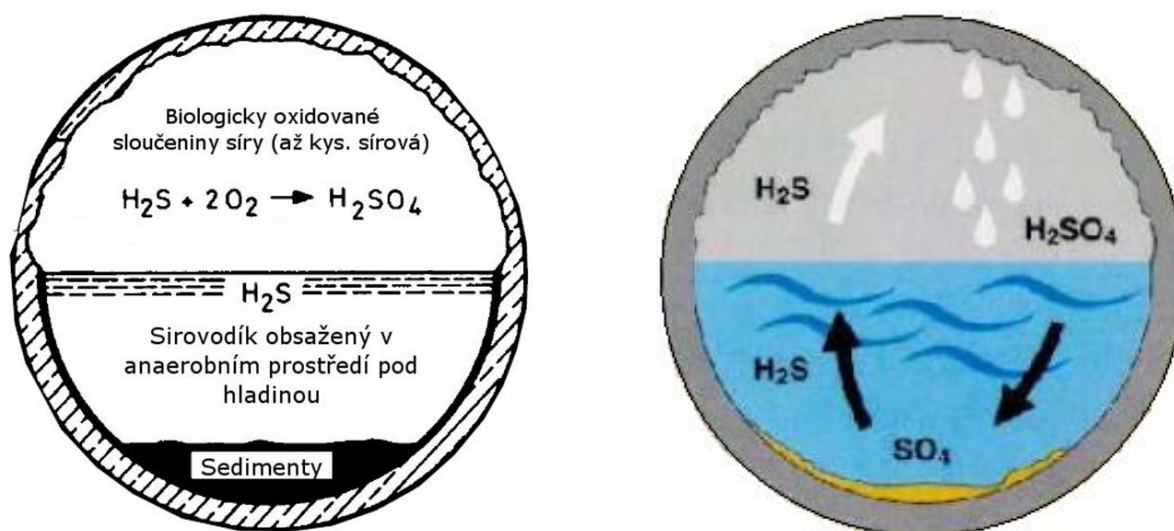
Dle normy ČSN 1916 musí výrobci zkoušet na únosnost ve vrcholovém tlaku trouby uložené na 30° sedle (viz kapitola 2.6.). Únosnost ve vrcholovém tlaku trouby je ovšem nižší v případě liniového podepření trouby, které nastává například v situacích nesprávně provedeného lože. Přesto, že se hodnoty maximálního vrcholového zatížení liší v průměru jen o cca 7 % (Graf 6.2), je třeba tuto skutečnost zohlednit jak při návrhu, tak při samotném provádění dílčích stavebních prací. Podotkněme, že graf 6.2 je výsledkem simulací provedených v softwaru ATENA s výše popsanými odladěnými modely.

Graf 6.2: Maximální únosnost trub v závislosti na uložení



6.1.2. Síranová koroze

Jedná se o biochemickou korozi stavebních hmot na bázi cementu. Síranová koroze vzniká při částečném plnění profilu betonové stokové sítě. V odpadní vodě a usazeninách na dně obsahujících bílkoviny se pomocí mikrobiálních procesů odbourávají sloučeniny síry (převážně sulfidy). Pod hladinou vody navíc vznikají sírany SO_4^{2-} , které jsou pomocí bakterií látkovou výměnou redukovány v podmínkách anaerobního prostředí na sulfan H_2S . Sulfan (sirovodík) je těkavý plyn, který uniká z odpadní vody a následně se hromadí ve volném prostoru stokové sítě. Sloučeniny ve volném prostoru kanalizace jsou při dostatečné vlhkosti dále oxidovány na kyselinu sírovou H_2SO_4 , kterou je následně napaden cementem pojený materiál¹⁶. Biogenní síranová koroze působí nad hladinou odpadní vody, a postihuje tedy pouze neomočený povrch potrubí.



Obr. 6.1: Procesy vedoucí ke vzniku síranové koroze v kanalizaci⁵

Protože je míra úbytku materiálu betonové stěny ovlivněna mnoha faktory, je pro každé potrubí individuální. Rychlost koroze je určena především průběhem chemické reakce agresivních látek se složkami cementu v závislosti na koncentraci agresivních látek, ale závisí též na průtočné rychlosti, přítomnosti kyslíku, teplotě, vlhkosti apod. Odborníci v oblasti stokování se shodují na hodnotě úbytku betonu přibližně 0,5 mm/rok. Tato hodnota je ovšem v extrémních provozních podmínkách (dlouhá, nevětraná stoka s malou průtočnou rychlostí) mnohem vyšší.

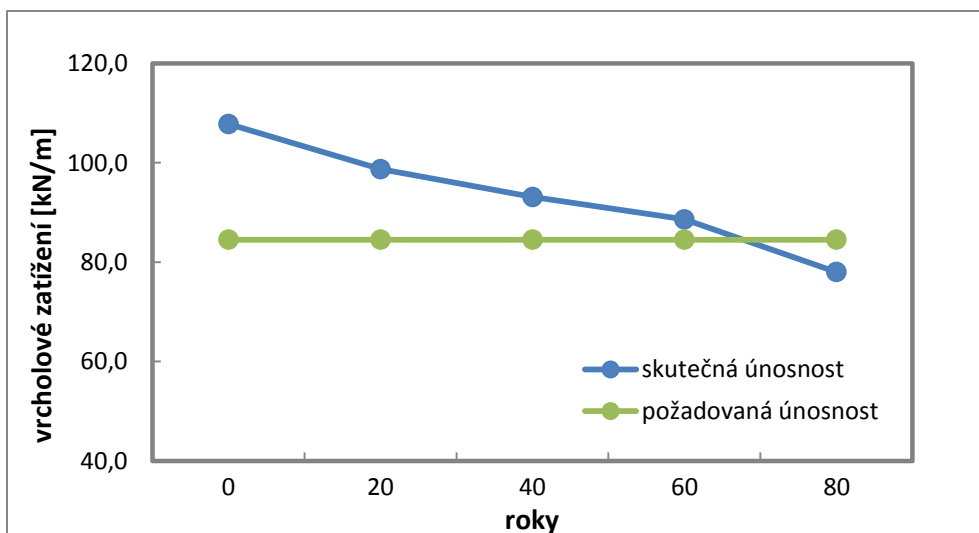
Pro následující srovnání byla uvažována liniově podepřená trouba s výstelkou pro 180° průtočného profilu. Výstelka bývá u kanalizačních potrubí často využívána z důvodu zlepšení užitných vlastností a prodloužení životnosti potrubí, protože zabraňuje vzniku usazenin a obrusu dna. Úbytek stěny ve vrcholu průřezu vlivem biogenní síranové koroze (Obr. 6.2) byl uvažován hodnotou 0,5 mm/rok.



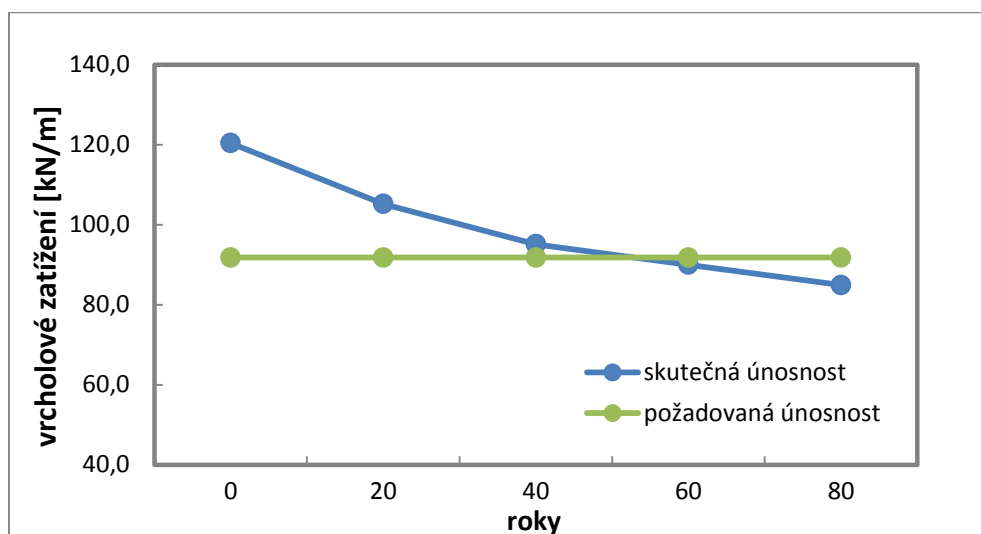
Obr. 6.2: Schéma úbytku tloušťky stěny potrubí²⁹

Síranová koroze má nesporně značný negativní vliv na únosnost (životnost) betonových trub. Je ale zřejmé, že tloušťka stěny jednotlivých profilů byla výrobcem stanovena na základě letitých zkušeností, protože hodnot minimální požadované únosnosti je, jak dokládají výsledky provedených simulací, i v nepříznivých podmínkách dosaženo nejdříve po 60 letech (Graf 6.3 - 6.6).

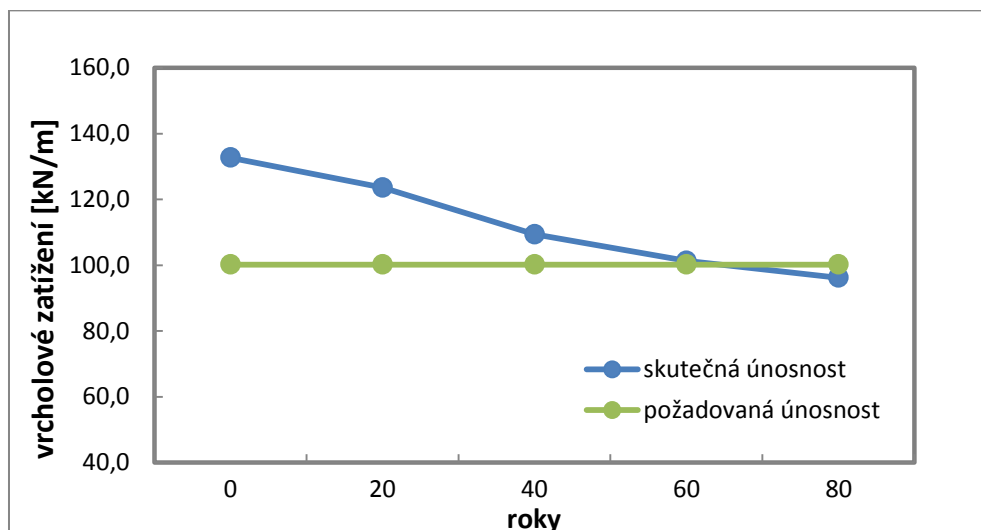
Graf 6.3: Simulovaný vliv síranové koroze na únosnost trouby DN 400



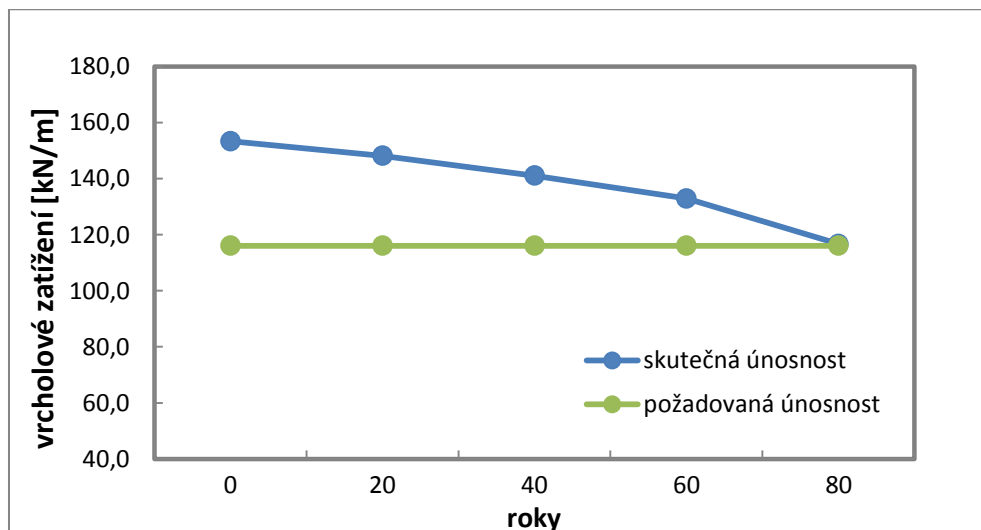
Graf 6.4: Simulovaný vliv síranové koroze na únosnost trouby DN 600



Graf 6.5: Simulovaný vliv síranové koroze na únosnost trouby DN 800



Graf 6.6: Simulovaný vliv síranové koroze na únosnost trouby DN 1000



7. Závěr

Potrubní systémy pro odpadní a dešťové vody, běžně vytvářené z betonu, jsou nezbytné součástí infrastruktury každé vyspělé společnosti. Navzdory tomu, že se jedná o mnohokrát opakovanou stavební konstrukci, je detailní řešení namáhání stokových průřezů, při zohlednění všech spolupůsobících faktorů, relativně složité. Potrubí uložené v zemi je složitý rozsáhlý prostorový systém proměnný v čase, do kterého vstupuje velké množství parametrů a náhodných vlivů. Rekonstrukce potrubí jsou obtížné, velmi nákladné a mohou mít značný dopad na okolí. Je nezbytné použít pro navrhování, popřípadě posuzování, potrubí takovou metodu, která je hospodárně založená a současně vykazuje dostatečnou hladinu spolehlivosti.

Ukázalo se, že přístup k navrhování potrubí je v rámci Evropy i České republiky poměrně neucelený. Je to způsobeno právě složitostí potrubního systému a množstvím různých vlivů, které se navíc mění po trase. Práce shrnuje některé obecné (většinou empirické) i výstižnější metody výpočtu.

V ostatních oblastech stavebnictví se ukazuje využití nelineární lomové mechaniky jako velice přínosné. V práci bylo s využitím lomově-mechanických modelů ověřeno, zda lze tento přístup aplikovat i v oblasti stokování.

S využitím softwaru ATENA byla provedena analýza betonového kruhového profilu potrubí při nejnepříznivějších okrajových podmínkách. Abychom obdrželi kvalitativní a nezávislé výsledky, musely být provedeny studie chování modelu. Na jednotlivých modelech byla zjišťována mezní únosnost ve vrcholovém tlaku při zatěžování silou či posunem. Výsledky z programu ATENA 2D jsou v dobré shodě se všemi získanými daty ze zkoušek. Pro porovnání byla využita nejen dostupná zahraniční data, ale byla též navázána spolupráce s tuzemskou společností Prefa Brno a.s., která patří k předním výrobcům betonových stavebních dílců v České republice. Na základě této spolupráce bylo simulováno chování betonových trub při změně parametrů, okrajových podmínek apod.

Tato bakalářská práce ukazuje, že nelineární lomová mechanika může být užitečná v oblasti statického navrhování potrubí z betonu a že programem ATENA 2D lze simulovat reálnou mechanickou odezvu betonových trub.

Seznam použitých zdrojů

- 1 *Katalog kanalizace: Prvky pro podzemní sítě a kanalizace [online]*. Prefa Brno a.s., 2012. [cit. 20.3.2015]. Dostupné z: http://www.prefa.cz/sites/prefa.cz/files/down_14_xxxx_prefa_katalog_kanalizace_komplet_2014_nahled_v04_1.pdf
- 2 CHARAMZA, P. *Sanace stokových sítí a kanalizačních přípojek*. Bakalářská práce. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2007. 71 s.
- 3 *Katalog - betonové výrobky [online]*. Betonika Plus, 2012. [cit. 20.3.2015]. Dostupné z: <http://www.betonikaplus.cz/wp-content/uploads/2013/10/BTK+-katalog.pdf>
- 4 ŠEJNOHA, J. *Trubní materiály stokových sítí*. 2005. ISSN 1211-0760.
- 5 HLAVÍNEK, P. et al. *Stokování a čištění odpadních vod*. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2006. 131 s.
- 6 ČSN EN 1916 *Trouby a tvarovky z prostého betonu, drátkobetonu a železobetonu*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- 7 ČSN EN 1295-1 *Statický návrh potrubí uloženého v zemi pro různé zatěžovací podmínky - Část 1: Všeobecné požadavky*. Český normalizační institut, 1999.
- 8 TNV 75 0211 *Navrhování vodovodního a kanalizačního potrubí uloženého v zemi - statický výpočet*. Hydroprojekt a.s., Praha, 2000.
- 9 SCHEJBAL, R. *Navrhování a spolehlivost potrubí s ohledem na aktuální požadavky norem [online]*. Hydroprojekt a.s., Praha. [cit. 1.5.2015]. Dostupné z: <http://www.smv.cz/index.php?cmd=document&id=878&webSID=3b669712b70536b7be7ec8d2c378e344>
- 10 ČSN 72 3149 *Navrhovanie betónových rúr*.
- 11 ZICH, M. et. al. *Vodohospodářské konstrukce, M02, Nádrže a potrubí*. Studijní opory. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2005. 48 s.
- 12 RACLAVSKÝ, J., TUHOVČÁK, L.; MALANÍK, S. *Rekonstrukce vodohospodářských sítí*. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2006. 215 s.
- 13 GUSTAFSSON P.J., DAHLBLOM, O. *Fracture mechanics in the design of concrete pipes*. Division of Structural Mechanics, Lund Institute of Technology, Lund University, Sweden, 1985.
- 14 ČSN EN 1990 *Zásady navrhování konstrukcí*.

- 15 *Uživatelská příručka [online].* Betonika spol. s.r.o., Lobodice, 2000. [cit. 12.4.2015]. Dostupné z: http://www.betonika.cz/cms_dokumenty/prirucka.zip
- 16 HORÁK, M. *Analýza stárnutí vybraných materiálů stokových sítí.* Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2013. 132 s.
- 17 KARIHALOO, B. L. *Fracture mechanics of concrete.* New York, Longman Scientific & Technical, 1995.
- 18 KYSELA, Z. *Statika potrubí zasypaných v zemi.* Autorský rukopis knihy, 1990.
- 19 ŠMIŘÁK, S. *Energetické principy a variační metody v teorii pružnosti.* Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 1998.
- 20 ČERVENKA, V., JENDELE, L. & ČERVENKA, J. *ATENA program document. - Part 1: Theory.* Prague, Czech Republic: Cervenka Consulting, 2012.
- 21 SADÍLEK, V. *Modelování statisticko-energetického vlivu velikosti betonových konstrukcí pomocí výpočtové mechaniky.* Diplomová práce. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2008.
- 22 HORDIJK, D. A. *Local approach to fatigue of concrete.* Ph.D. thesis. Delft University of Technology, The Netherlands, 1991. ISBN 90/9004519-8.
- 23 VOŘECHOVSKÝ, M. *K problematice výpočtu spolehlivosti u nelineárních úloh mechaniky kontinua.* Diplomová práce. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2000.
- 24 ELIÁŠ, J. *Chování křehkých vláken v kompozitech s křehkou a kvazikřehkou matricí.* Diplomová práce. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2006.
- 25 ČERVENKA, V. et al. *ATENA program document. - Part 2: User's manual.* Prague, Czech Republic: Cervenka Consulting, 2002.
- 26 BAŽANT, Z. P., PLANAS, J. *Fracture and Size effect in concrete and other quasibrittle materials.* CRC Press, Boca Raton and London, 1998.
- 27 NOVÁK, D. et al. *Fracture tests of concrete specimens series I (C50/60) and II (C40/50).* Výzkumná zpráva. Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2014. 248 s.
- 28 ŘOUTIL, L. et. al. *Experimental-computational determination of mechanical fracture parameters of concrete for probabilistic life-cycle assessment.* Brno, Vysoké učení technické: Fakulta stavební, 2014.
- 29 MALANÍK, S. *Stoková síť poškozená síranovou korozí betonu.* NO-DIG, Ročník 11, 2/2005.

Seznam zkratek a symbolů

Zkratky

AV	Akademie věd
CEN	Evropský výbor pro normalizaci
MKP	metoda konečných prvků
PR	propojovací trouba
TBH	trouba betonová hrdlová
TBP	trouba betonová přímá
ÚTAM	Ústav teoretické a aplikované mechaniky

Symbody

Velká písmena latinské abecedy

C	konstanta rovná 0,013 kN/m
D	vnější průměr potrubí
D_i	vnitřní průměr potrubí
DN	jmenovitá světlost trouby
D_o	vnější průměr potrubí
E	modul pružnosti betonu
E_c	počáteční modul pružnosti betonu
E_t	modul změkčení
F_d	návrhové zatížení
F_n	minimální zkušební únosnost trub ve vrcholovém zatížení
F_{rep}	charakteristická hodnota zatížení.
F_u	mezní zatížení při porušení
G	tlaková síla od svislého zatížení
G_f	lomová energie prvku
G_F	lomová energie materiálu
G_n	tlaková síla na běžný metr potrubí
G_r	tlaková síla od zásypu na běžný metr délky potrubí
K	součinitel zemního tlaku
K_n	součinitel násypového zatížení
K_r	součinitel rýhového zatížení

K_s	koeficient sedla
$K(u)$	matice tuhosti závislá na vztahu mezi přírůstkem zatížení a deformace
L	stavební délka trouby
L_p	šířka pásu trhlín
M	moment podélného ohybu
M_1	moment ve vrcholu potrubí
M_2	moment uprostřed výšky průřezu potrubí
M_3	moment v patě potrubí
M_r	moment od svislého zatížení
M_u	moment při vrcholovém zatížení
N_1	normálová síla ve vrcholu potrubí
N_2	normálová síla uprostřed výšky průřezu potrubí
N_3	normálová síla v patě potrubí
P	síla působící uprostřed rozpětí trouby
R_{btd}	výpočtová pevnost betonu v tahu.
R_d	výpočtová hodnota odolnosti
R_k	charakteristická hodnota odolnosti
S	vzdálenost podpor
V_u	návrhová únosnost ve vrcholovém tlaku

Malá písmena latinské abecedy

b	šířka rýhy
d_i	přírůstek přetvoření z i -té iterace
g	svislé rovnoměrné zatížení
l_{ch}	charakteristická délka
f_c	válcová pevnost betonu v tlaku
f_{cr}	nominální únosnost konstrukce
f_{ctm}	pevnost betonu v tahu
f_{cu}	krychelná pevnost betonu v tlaku
f_t	tahová pevnost betonu
f_t^{ef}	efektivní hodnota tahové pevnosti
$f(u)$	vektor vnitřních sil v uzlech
n	počet iterací v zatěžovacím kroku
p	vektor celkového uzlového zatížení

p_j	zatěžovací vektor v j -tém kroku
ρ_u	liniové vrcholové zatížení na běžný metr
r	poloměr střednice trouby
r_i	vnitřní poloměr trouby
t	tloušťka stěny trouby
v_u	vrcholové zatížení na mezi porušení
w_c	otevření trhliny po uvolnění veškerého napětí

Velká písmena řecké abecedy

Δp_j	přírůstek zatížení v j -tém zatěžovacím kroku
Δu	přírůstek deformace vlivem přírůstku zatížení
Δu_j	přírůstek přetvoření v j -tém zatěžovacím kroku

Malá písmena řecké abecedy

γ	objemová tíha
γ_F	dílčí součinitel uvažovaného zatížení
γ_n	součinitel účelu potrubí
γ_M	dílčí součinitel spolehlivosti vlastností materiálu
γ_z	objemová tíha zeminy
δ	dynamický součinitel
δ_{lim}	nejvyšší přípustná hodnota deformace.
δ_{max}	vypočtená hodnota deformace
ε_0	poměrné přetvoření v tahu na konci diagramu
ε^{eq}	ekvivalentní poměrné přetvoření
ε_t	poměrné přetvoření v tahu ve vrcholu diagramu
σ	zemní tlak působící na potrubí (klidový);
σ^{ef}	efektivní napětí
$\sigma_{s,max}$	maximální srovnávací napětí
σ_z	svislé geostatické napětí v hloubce pod terénem z